

Université de Sherbrooke
Faculté de génie
Département de génie civil

ÉCOULEMENT D'UN COURS D'EAU AUX ABORDS DE STRUCTURES DE RESTAURATION

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie hydraulique

Marie-France DUPUIS

Jury : Bertrand CÔTÉ, directeur
 Jay LACEY, co-directeur
 Alexandre HEIMRICH, correcteur externe
 Robert LECONTE, rapporteur

Sherbrooke (Québec) Canada

Septembre 2012

IV - 2262



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-93339-8

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-93339-8

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

RÉSUMÉ

La présente recherche porte sur l'étude de l'écoulement de l'eau dans un canal à surface libre aux abords de structures de restauration tels que les épis. Les épis sont utilisés depuis plusieurs décennies pour contrer les problèmes d'érosion de berges et pour réhabiliter les habitats de poissons. Les problèmes d'érosion de berges sont fréquents et la construction d'épis est une bonne alternative aux techniques de stabilisation de berges structurales tel que l'empierrement : il s'agit d'une solution habituellement moins coûteuse et elle a généralement moins d'impact sur l'environnement. Malheureusement, malgré l'utilisation de ces structures de restauration, la connaissance n'est pas encore assez développée pour permettre à tous les projets de restauration avec épis de connaître le succès escompté. Un mauvais choix de géométrie, d'emplacement dans le cours d'eau ou de profondeur peut mener le projet à l'échec. L'écoulement aux abords de structures de restauration est complexe et plusieurs recherches expérimentales et numériques sont présentement en cours à ce sujet. Ce mémoire présente une recherche qui porte sur trois épis rectangulaires avec une orientation différente (135°, 90°, 45°) confrontés à trois débits différents. Les vitesses mesurées en laboratoire avec un profileur de vitesse acoustique Doppler (ADVP) montrent que l'épi perpendiculaire (90°) est plus influent sur le courant et le potentiel de transport de sédiments que les autres épis. Les contraintes de Reynolds calculées suggèrent aussi que l'épi perpendiculaire serait l'épi qui créerait une zone d'affouillement plus importante que les deux autres épis. Le modèle expérimental a ensuite été modélisé numériquement avec le logiciel d'éléments finis bidimensionnel MIKE21 du *Danish Hydraulic Institute* (DHI) au Danemark. Les résultats du modèle sont fidèles aux résultats expérimentaux. Une validation a aussi été effectuée avec le logiciel par éléments finis River2D de l'Université d'Alberta. Bien que les vitesses soient légèrement inférieures à celles obtenues par MIKE21 ou en laboratoire, River2D représente bien les distributions générales des vitesses et l'ordre de grandeur de celles-ci. Contrairement à l'opinion de certains chercheurs, qui croient que les logiciels à éléments finis tridimensionnels sont des incontournables pour obtenir une bonne modélisation, les résultats de cette recherche suggèrent que les logiciels d'éléments finis bidimensionnels seraient adéquats pour représenter des projets en rivière.

Mots clés : épis, contrainte de Reynolds, restauration de rivière, profileur de vitesses acoustique Doppler (ADVP), étude par éléments finis bidimensionnels, MIKE21, River2D, érosion des berges

REMERCIEMENTS

J'aimerais remercier les techniciens Claude Aubé et Nicolas Simard du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke qui ont aidé à préparer le montage expérimental. Merci à Nortek Scientific qui nous a prêté notre appareil de mesure et à son équipe : Chris Loadman, Robert Craig et Eric Siegel qui nous ont aidés à calibrer l'appareil. De plus, j'aimerais remercier Nicolas Alarie, étudiant à la maîtrise à l'Université de Sherbrooke, qui m'a donné un grand coup de main dans la modélisation par éléments finis. Un merci aussi à Laurie Vincent et Sandra Williams, toutes deux stagiaires pour le professeur Jay Lacey qui ont contribué à l'avancement des recherches. Merci à ma famille qui a procédé à la révision de l'article et pour m'avoir supportée. J'aimerais grandement remercier Hydro-Québec pour la bourse hydraulique qui m'a été attribuée en 2010 et l'Université de Sherbrooke pour la bourse institutionnelle qui m'a été attribuée en 2011. Finalement, un grand merci à mes deux co-directeurs de recherche, les professeurs Bertrand Côté et Jay Lacey.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Mise en contexte et problématique	1
1.2	Définition du projet de recherche	4
1.3	Objectifs du projet de recherche	4
1.4	Contribution originales	5
2	ÉTAT DE L'ART	7
2.1	Types d'intervention	7
2.1.1	Redirection du courant.....	7
2.1.2	Protection structurale des berges	8
2.1.3	Technique de végétalisation.....	9
2.2	Effets à court terme et long terme des ouvrages.....	10
2.2.1	Historique	10
2.2.2	Effets géomorphologiques : réussite ou échec?	10
2.3	Expérience en laboratoire sur des canaux.....	12
2.3.1	Angles des structures	12
2.3.2	Zone d'affouillement	15
2.3.3	Zone de recirculation.....	15
2.3.4	Couche limite	16
2.3.5	Vitesse de frottement.....	16
2.3.6	Distribution des vitesses.....	17
2.3.7	Contrainte de Reynolds	20
2.3.8	Énergie cinétique turbulente.....	22
2.3.9	Spectre d'énergie.....	23
2.3.10	Appareils de mesure.....	26
2.3.11	Modèles de transport de sédiments	27

2.4	Modélisation hydrodynamique	27
2.4.1	Modélisation unidimensionnelle.....	28
2.4.2	Modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle	29
3	ARTICLE	36
4	PRÉCISION SUR LA MÉTHODE EXPÉRIMENTALE	67
4.1	Installation de l'appareil de mesure	67
4.2	Choix des débits.....	68
5	RÉSULTATS SUPPLÉMENTAIRES	71
5.1	Description du logiciel	71
5.2	Modélisation.....	71
5.3	Résultats de River2D.....	73
6	CONCLUSION.....	77
	RÉFÉRENCES	81

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Séquence de seuils/mouilles [Gordon <i>et al.</i> 1992].....	2
Figure 2 : Affouillement produit par des seuils, épis et vannes [Hey, 1996]	8
Figure 3 : Points d'ancrage [WSAH Guidelines Program, 2003]	9
Figure 4 : Affouillement près des culées selon l'angle de la culée par rapport au sens de l'écoulement [Melville et Coleman, 2000]	13
Figure 5 : Angle des épis étudiés [Biron <i>et al.</i> 2004; Biron <i>et al.</i> 2005]	13
Figure 6 : Angles prescrits pour des structures de restauration	15
Figure 7 : Zone affouillée [Cui, 2006, Haltigin, 2007, Nasrollahi et al. 2008]	15
Figure 8 : Zone de recirculation en aval d'un épi [Kuhnle <i>et al.</i> 2008].....	16
Figure 9 : Couche limite [Schlichting et Gersten. 2003]	16
Figure 10 : Région externe et interne de l'écoulement [Kironoto et Graf, 1994].....	17
Figure 11 : Méthode graphique pour trouver la constante d'intégration Br et u^* [Kironoto et Graf, 1994]	18
Figure 12 : Loi universelle du mur (loglaw) [Kironoto et Graf, 1994]	18
Figure 13 : Loi de Coles [Kironoto et Graf, 1994]	19
Figure 14 : Contrainte de Reynolds ($\rho u'v', \rho u'w', \rho v'w'$) selon différents rapports de profondeurs ($z +$) [Lacey et Rennie, 2012]	21
Figure 15 : Distribution des contraintes de Reynolds [Kironoto et Graf, 1994]	22
Figure 16 : Analyse du paramètre k (énergie turbulente cinétique) [Lacey et Rennie, 2012] .	23
Figure 17 : Exemple de spectre pour les vitesses u et v [Lapointe, 1996]	24
Figure 18 : Énergie du spectre en fonction de la fréquence normalisée [Seraphin, 2008]	25

Figure 19 : Contamination d'un spectre [Lapointe, 1996]	26
Figure 20 : Applicabilité des modèles de transport de sédiments en fonction de la granulométrie des sédiments	27
Figure 21 : Variation des vitesses [De Serres <i>et al.</i> 1999]	33
Figure 22 : (a) Schéma pour un épi de 135° de la fosse d'affouillement (b) Schémas pour les caractéristiques du courant pour un déflecteur de 90° [Haltigin <i>et al.</i> 2007]	34
Figure 23 : Top view of spur dike shape and orientation.	45
Figure 24 : Plan view of experimental sampling locations (the black rectangle represents a 90° spur dike and the other symbols represents the x , y data location where $\Delta = 0.076$ m; $\circ = 0.168$ m; $\times = 0.260$ m; $+$ $= 0.352$ m; $\bullet = 0.444$ m Sections are located at x (m) = 0; 0.35, 0.44; 0.52; 0.60; 0.69; 0.79; 0.89; 1.19; 1.75.	47
Figure 25 : Experimental vertical profiling data sets (not to scale)	47
Figure 26 : Mean longitudinal velocity (u) profile for every condition flow where $\bullet = 0.023$ m ³ /s ; $\circ = 0.027$ m ³ /s; $\Delta = 0.029$ m ³ /s	50
Figure 27 : Mean longitudinal velocity u (m/s) at centerline y for $Q=0.023$ m ³ /s (side view). Flow is from left to right. Black outline represents spur dike location.....	51
Figure 28 : Mean velocity profile u versus natural logarithm of water depth to water kinematic viscosity ratio (section 1, centerline, $A= 90^\circ$, $Q=0.027$ m ³ /s).....	52
Figure 29 : Mean longitudinal velocity u for $z=0.048$ m in the x - y plane (a) Laboratory results (b) MIKE21 results. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations	55
Figure 30 : Mean lateral velocity (v) in m/s for $z=0.005$ m in the XY view (a) Laboratory results (b) MIKE21 results. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations	57
Figure 31 : Mean vertical velocity (w) m/s for $Q=0.023$ m ³ /s at $Z=0.005$ m in the XY view.	

Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations.....	58
Figure 32 : Turbulent kinetic energy (k) for orientation: 135°, 90°, 45° and for $Q=0.023 \text{ m}^3/\text{s}$, $z=0.007\text{m}$ Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations.....	60
Figure 33: Reynolds shear stresses $-\rho u'v'$, $-\rho u'w'$ – $\rho v'w'$ for $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$ and for orientation: 135°, 90°, 45°, $z = 0.007 \text{ m}$. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations	61
Figure 34 : Longitudinal velocity spectrum ($S_u(f)$) for orientation 90°, $x = 0.79 \text{ m}$, $y = 0.076 \text{ m}$, $z = 0.058 \text{ m}$, $Q = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$	62
Figure 35 : Support pour ADVP fabriqué pour l'expérimentation	68
Figure 36 : Maillage près de l'épi 90° (River2D)	72
Figure 37 : Résultats de River2D pour vitesse u (m/s).....	74
Figure 38 : Résultats v de River2D pour $Q1$	75

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Résultats sur la forme de la fosse d'affouillement de Haltigin <i>et al.</i> (2007)b pour 3 différentes orientations de déflecteurs	34
Table 2 : Experiment characteristics ¹	46
Table 3 : Characteristics of the flume for input into the numerical model.....	49
Table 4 : Estimated values of u^* obtained from Section 1 centerline profiles	53
Table 5 : Maximal experimental mean velocities for all runs	59
Tableau 6 : Comparaison des paramètres du canal de la présente étude avec trois études similaires.....	69
Tableau 7 : Intrants pour River2D	72

LISTE DES SYMBOLES

α	Constante
γ	Poids spécifique
δ	Profondeur pour $u=u_{\max}$ (m)
Δ/δ	Variation
ε	Énergie de dissipation
κ	Constante universelle de Karman
$\sigma_u \sigma_v \sigma_w$	Écart type des vitesses
ρ	Masse volumique de l'eau (kg/m ³)
Π	Paramètre de Coles
τ	Cisaillement
ν	Viscosité cinématique
∂	Dérivation partielle
A	Angle de l'orientation de l'épi
B	Constante d'intégration
b	Largeur de canal (m)
c	Constante
D_{50}	Diamètre médian
f	Fréquence (Hz)
F	Force interne
Fr	Nombre de Froude
g	Accélération gravitationnelle
H	Hauteur d'eau (m)
k	Énergie cinétique turbulente
k_s	Rugosité équivalente
L	Longueur caractéristique (m)
M	Strickler (m ^{-1/3})
Q	Débit (m ³ /s)

q	Débit unitaire
P	Plage de données
p	Pression
R	Rayon hydraulique
Re	Nombre de Reynolds
S	Pente (m/m)
S_u	spectre de u
St	Nombre de Strouhal
SNR	Indice de bruit (signal to noise ratio)
u, v, w	Vitesses dans les axes X, Y et Z
$\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$	Vitesses moyennes
u', v', w'	Vitesses instantanés
u^*	Vitesse de frottement (m/s)
$x^+ y^+ z^+$	Coordonnées adimensionnelles (divisées par L)
t	temps
X	Axe longitudinal (parallèle avec le courant)
x	Coordonnée dans l'axe X
Y	Axe transversal
y	Coordonnée dans l'axe Y
Z	Axe vertical
z	Coordonnée dans l'axe vertical
\bar{Z}	Profondeur d'eau en moyenne
Z_D	Profondeur d'eau à l'aval
Z_U	Profondeur d'eau à l'amont

1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte et problématique

Les rivières considérées naturelles sont de moins en moins nombreuses et ceci entre autres à cause de la canalisation, de la pollution et du contrôle des rivières. Depuis plusieurs années déjà, on a procédé au redressement des cours d'eau à proximité des milieux agricole et urbain. En effet, les cours d'eau droits sont plus pratiques pour la navigation, pour l'agriculture et pour la délimitation des terrains [Maddock, 1999]. On a aussi modifié des rivières pour contrôler les crues et pour exploiter leur potentiel énergétique [Harper *et al.* 1998]. Ainsi, nous avons modifié non seulement la direction des cours d'eau, mais le fond et les berges de ces derniers de façon à avoir des sections plutôt trapézoïdales [Maddock, 1999].

La variation de la profondeur dans les rivières est très importante pour la biodiversité. En effet, l'oxygénation de l'eau se fait entre autres à l'aide de la combinaison d'endroits plus profonds et moins profonds dans une rivière, soit un enchainement de mouilles et de seuils [Carré *et al.* 2007]. La profondeur de l'eau a une influence directe sur la température et sur la luminosité présente dans l'eau [Gordon *et al.* 1992] et ceci permet aux poissons de bénéficier d'endroits où se cacher ainsi que pour se reposer. En effet, au Canada, plusieurs espèces de poissons ont besoin à la fois d'endroits en eau froide l'été pour éviter la chaleur du soleil et plus ombragés pour se cacher des prédateurs. La combinaison de seuils et mouilles assure la stabilité du canal principal [Champoux *et al.* 2003]. De plus, les seuils et les mouilles jouent différents rôles pour la survie des poissons. En effet, il est connu que les seuils composés d'un sol plutôt grossier hébergent généralement les invertébrés et les petits poissons tandis que les mouilles, composés de sols plus fins, hébergent plutôt les gros poissons [Gordon *et al.* 1992] (voir figure 1). La combinaison de mouilles et seuils est donc considérée importante

pour la survie des poissons. Cependant, dans plusieurs régions, l'activité humaine est venue altérer la morphologie des rivières menant à un résultat d'érosion de berges et de destruction des combinaisons mouille-seuil [Thompson, 2002].

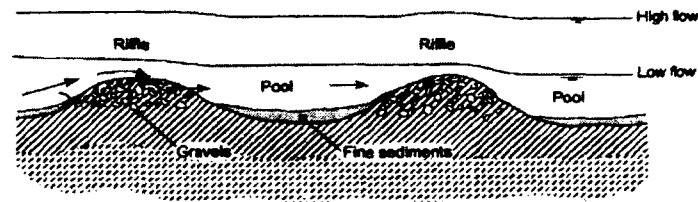


Figure 1 : Séquence de seuils/mouilles [Gordon *et al.* 1992]

Les populations de poissons ont beaucoup diminué dans plusieurs cours d'eau du Canada et des États-Unis [Champoux *et al.* 2003]. Il a été déterminé que plusieurs espèces de poissons ont besoin de différents environnements pour survivre [Hunter, 1992]. D'abord pour se reproduire, ils ont besoin d'endroits à l'abri du soleil avec des vitesses d'écoulement peu élevées pour pouvoir se cacher des prédateurs [Koehn *et al.* 2004]. Pour leurs œufs, les salmonidés ont besoin d'endroits avec une bonne profondeur d'eau remplis de gravier avec une quantité d'oxygène minimale et un courant assez fort pour enlever les débris qui viendraient se loger au-dessus des œufs [Hunter, 1991]. En temps normal dans une rivière, ce type d'endroit est naturel puisque celle-ci comporte déjà des seuils, des moulins, des zones d'affouillement et des variations de profondeurs et de vitesses. La variation du fond morphologique d'une rivière est dépendante du transport de sédiments. Celui-ci cherche toujours à s'équilibrer dans un cours d'eau.

L'érosion peut parfois être bénéfique, mais est surtout néfaste. En effet, plusieurs sites sont sévèrement affectés par l'érosion. Cependant, il existe plusieurs causes expliquant de telles défaillances et il est important de les connaître pour pouvoir intervenir [WSAH Guidelines Program, 2003]. D'abord, une défaillance de la berge peut être due à l'érosion du pied de la berge, à l'affouillement, à une défaillance globale, à l'entraînement du sous-terrain ou à une avulsion.

Aux États-Unis, on dépense environ un milliard de dollars annuellement pour des fins de restauration de rivière [Shields Jr., 2009] et le nombre de projets ne cesse de croître [Palmer *et al.* 2007]. Cependant, il est déplorable de savoir que malgré toutes ces sommes investies, les projets ne s'avèrent pas toujours des réussites. Une recherche aux États-Unis suggère que les structures de restauration sont efficaces à court terme pour améliorer l'habitat du poisson, mais que la dégradation des structures rend les structures inutiles ou nuisibles pour le canal [Thompson, 2002]. Plusieurs pointent le problème de durabilité des structures et on suggère comme solution d'augmenter la qualité de construction des structures [Thompson, 2002] ou encore d'assurer un programme d'entretien des structures [Champoux *et al.* 2003]. Il est aussi suggéré qu'il y a une lacune dans la caractérisation de l'habitat du poisson [Champoux *et al.* 2003] et d'autres pointent que le problème réside dans le fait que la démarche d'implantation des structures de restauration n'est pas assez scientifique [Wohl *et al.* 2005]. Selon certains auteurs, on doit améliorer la communication entre les scientifiques, les entreprises en charges de réaliser des projets de restauration de rivières et les environnementalistes, afin de faire progresser la restauration de rivières [Wohl *et al.* 2005]. Par ailleurs, des études suggèrent que plusieurs structures de restauration se sont détériorées rapidement à cause du mauvais choix d'emplacement géographique et de la profondeur initiale de construction [Harper *et al.* 1998]. D'autres pensent que le problème dans la restauration de rivière est l'absence de lignes directrices d'évaluation [Woolsey *et al.* 2007; Wohl *et al.* 2005]. Cependant, tous sont d'accord pour dire qu'il y a un sérieux problème au niveau du suivi pour les projets de restauration de rivière [Woolsey *et al.* 2007; Wohl *et al.* 2005; Harper *et al.* 1998].

Cette problématique a entraîné plusieurs chercheurs à faire des expériences en laboratoire dans des canaux pour comprendre l'influence des déflecteurs de courant sur la vitesse, la turbulence et le transport de sédiments. Jusqu'à présent, certaines recherches ont porté sur

l'influence des angles des déflecteurs de courant, mais les résultats entre les différentes études se contredisent parfois. Notamment l'étude de Biron *et al.* 2005 qui conclut que la zone affouillée la plus importante est engendrée par des épis perpendiculaire qui contredit l'étude de Khnule *et al.* 2002 qui conclut que ce sont les épis pointant vers l'amont qui engendrent la zone affouillée la plus importante. De plus, des simulations ont été effectuées à l'aide de logiciels informatiques tels que PARSOL et PHOENICS pour prédire entre autres les effets de différentes orientations de paires de déflecteurs de courants [Haltigin *et al.* 2007a; Haltigin *et al.* 2007b]. Cependant, ces prédictions n'ont pas été validées en laboratoire. Les recherches portent soit sur les résultats expérimentaux ou sur les résultats numériques, mais rarement sur les deux à la fois.

1.2 Définition du projet de recherche

Le projet de recherche vise premièrement à étudier l'influence d'un épi dans un canal par rapport à son orientation, en étudiant sur les vitesses et sur la turbulence dans le canal. De plus, ce projet vise à éclaircir les ambiguïtés entre les différentes conclusions provenant de certaines études dans ce domaine. Les ambiguïtés portent principalement sur la taille de la fosse d'affouillement créée par des épis de différentes orientations. De plus, le projet de recherche vise à vérifier la validité des logiciels qui servent à modéliser les cours d'eau afin d'évaluer la pertinence de leur usage pour des projets de restauration avec des épis.

1.3 Objectifs du projet de recherche

L'objectif principal du projet est de caractériser l'influence des épis en rivière sur l'écoulement et le potentiel de transport de sédiments. Pour atteindre l'objectif général, deux sous-objectifs devront être atteints. Il faudra dans un premier temps analyser l'impact d'un épi sur l'écoulement en comparant les variations de vitesses pour trois orientations d'épi différentes et selon trois débits différents. Dans un deuxième temps, il faudra comparer les résultats expérimentaux avec les résultats de deux modélisations numériques bidimensionnelles par éléments finis.

1.4 Contribution originales

La contribution originale principale est de valider les résultats obtenus en laboratoire avec deux logiciels d'éléments finis différents : MIKE21 et River2D. La plupart des articles publiés sur le sujet portent sur les résultats expérimentaux ou les résultats numériques. Les articles qui comparent les résultats expérimentaux aux résultats numériques sont donc rares. Or, à l'intérieur de ce mémoire on compare les résultats expérimentaux, non pas aux résultats d'un logiciel mais aux résultats numériques de deux logiciels différents. De plus, comme les logiciels pour faire de la modélisation en rivière sont rarement comparés entre eux, il est très intéressant pour les concepteurs de savoir les différences de résultats entre un logiciel numérique non commercial dont la licence est gratuite avec les résultats numériques d'un logiciel commercial dont la licence coûte plus de 20 000\$ par année.

De plus, l'appareil Acoustic Doppler Velocity Profiler (ADVP) version Beta a été utilisé pour la prise de données ce qui est très peu observé dans les études antérieures car l'appareil n'est encore qu'à sa version beta. L'appareil fréquemment utilisé dans les études antérieures est l'Acoustic Doppler Velocimeter (ADV). L'ADVP est très intéressant par rapport à l'ADV car au lieu de prendre une position en z à la fois, l'ADVP peut prendre jusqu'à 30 positions de différentes profondeurs simultanément. L'ADV est en mesure d'enregistrer des données pour une seule position sur la profondeur à la fois. Le nombre de données sur la profondeur est nettement plus important que celles des études antérieures, ce qui bonifie de façon importante les résultats.

2 ÉTAT DE L'ART

2.1 Types d'intervention

On peut diviser les techniques de restauration en plusieurs groupes fonctionnels, entre autres, la technique de redirection du courant, la technique de protection structurale des berges et la technique de protection végétales des berges [WSAH Guidelines Program, 2003].

2.1.1 Redirection du courant

Les ouvrages qui redirigent le courant sont généralement en saillie dans le canal et peuvent être composés de roches angulaires, de débris de bois et même de béton [WSAH Guidelines Program, 2003]. Ils servent à diminuer les vitesses et les contraintes de cisaillement sur les berges adjacentes à l'ouvrage. Par conséquent, ils servent aussi à accélérer le courant au milieu du canal et à créer une zone affouillée qui permet d'augmenter la diversité de la rivière [WSAH Guidelines Program, 2003]. Selon la littérature, les déflecteurs d'écoulements sont très efficaces pour rétablir l'habitat des truites [Hunter, 1991; Thompson, 2002].

Un déflecteur d'écoulement peut prendre plusieurs formes. Il peut être un épi, une vanne ou un seuil. La différence entre un épi et une vanne est principalement l'angle de construction par rapport au courant et le niveau de submersion. Une vanne est construite pour être submergée la plupart du temps et la vanne est orientée plus parallèlement que perpendiculairement par rapport au courant. Les deux ouvrages n'occupent qu'une partie de la largeur du cours d'eau. Un seuil, quant à lui, traverse le cours d'eau au complet et agit comme un déversoir. Il permet d'ajuster la pente de la rivière si elle est trop forte et de créer un bassin à l'aval. Un seuil en «V» permet aussi au courant d'éviter de se diriger vers les berges. La figure 2 illustre les principales différences géométriques et d'affouillement entre des seuils, des épis et des vannes. La lettre «P» représente les bassins d'affouillement et que

la lettre «B» représente un banc de sédiments.



Figure 2 : Affouillement produit par des seuils, épis et vannes [Hey, 1996]

Quelques études ont été effectuées sur des ouvrages en rivière au Québec afin d'évaluer les impacts de leur implantation [DeSerres *et al.* 1993; Carré *et al.* 2007]. La construction d'une paire de déflecteurs d'écoulement a eu lieu sur la rivière Nicolet en 1993 afin de rehausser la qualité de l'habitat de la truite [Carré, 2007]. Les déflecteurs ont été construits à l'aide de gros blocs [Carré, 2007].

Par ailleurs, un nombre d'études beaucoup plus important a été effectué aux États-Unis [Merz, 2004; Shields Jr., 2004; Shields Jr., 2003; Thompson, 2002, Gippel, 1995;]. Cependant, les effets à long terme sont souvent méconnus dans les projets de restauration, car il existe présentement peu de suivi après une intervention en rivière [Thompson, 2002]. En effet, on connaît peu les effets à long terme des structures en rivière et leur contribution à l'amélioration de la qualité des habitats des poissons. De plus, on constate que le nombre d'études en laboratoire surpasse toutes les études faites sur le terrain [Ghodsian et Vaghefi, 2009; Kuhnle, 2008; Shih, 2008; Fazli, 2008; Duan, 2006; Biron *et al.* 2005; Kuhnle, 2002; Kuhnle, 1999; DeSerres *et al.* 1993], ceci étant probablement dû au manque d'information sur la sédimentologie [Carré, 2007].

2.1.2 Protection structurale des berges

Les structures qui visent à protéger les berges de façon structurale agissent premièrement comme des boucliers face à l'érosion. Ces structures contribuent à prévenir l'affouillement et à empêcher les berges de s'éroder à cause du courant [WSAH Guidelines Program, 2003]. Les points d'ancrage sont un bon exemple de ce type d'application. Un point d'ancrage peut être naturel (terre, végétation) ou artificiel (blocs, béton) comme montré à la figure 3 [WSAH

Guidelines Program, 2003] :

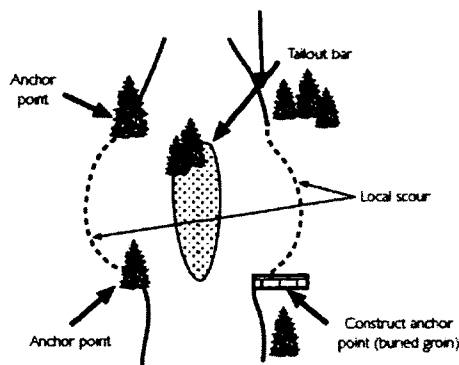


Figure 3 : Points d'ancrage [WSAH Guidelines Program, 2003]

Certaines techniques de protection structurale peuvent être en soi des trappes à sédiments, comme les troncs d'arbres placés sur les berges. Ceux-ci contribuent à diminuer les vitesses et à accumuler des sédiments pour permettre à la végétation de réapparaître [WSAH Guidelines Program, 2003]. Cependant, la protection structurale comme l'enrochement des berges peut être coûteuse et demande une intervention sur une grande surface. Selon Hélène Robert, biologiste au bureau régional du MDDEP à Sherbrooke, les agriculteurs de la région, particulièrement sur la rivière Coaticook, ont investi beaucoup d'argent pour de l'enrochement de berges, mais dans la plupart des cas, l'érosion semble tout de même gagner du terrain. On peut donc penser que la protection structurale n'est peut-être pas toujours optimale selon les différents cas et certains experts trouvent simplement cette technique inefficace contre l'érosion des berges [Johnson *et al.* 2001].

2.1.3 Technique de végétalisation

Les techniques de végétalisation consistent à faire une combinaison de vivant et de non vivant pour stabiliser une berge. Ceci peut consister à planter des plantes indigènes sur les berges ainsi que différents types d'arbres, particulièrement des arbustes, des saules, et de la végétation typiquement riveraine. Certaines techniques de végétalisation consistent à utiliser des matériaux biodégradables combinés à des matériaux vivants (plantes). Les matériaux

biodégradables fournissent un point de départ pour que la végétation puisse se développer sur les bandes riveraines et se biodégradent dans les années qui suivent pour laisser toute la place à la végétation. On appelle cette technique le renforcement du sol. Aussi, on peut utiliser des troncs d'arbres pour la stabilisation primaire de la berge combinés à des pousses d'arbres et d'arbustes pour débiter le processus de la stabilisation de la berge [WSAH Guidelines Program, 2003]. Tandis que certains prônent la bioingénierie [Simon, 2000], d'autres la déconseillent fortement s'il y a déjà présence d'érosion de berges allant même jusqu'à traiter ces techniques d'inefficaces [Johnson *et al.* 2001].

2.2 Effets à court terme et long terme des ouvrages

2.2.1 Historique

Depuis plusieurs décennies, on construit des structures en rivière dans le but de les restaurer. Des interventions en rivière qui datent des années 30 sont encore présentes sur certaines rivières. La rivière Blackledge au Connecticut (É-U) en est un bon exemple. Cependant, la plupart des structures se sont beaucoup détériorées ou elles n'ont pas donné le résultat escompté. Malgré tout, on constate que l'intervention en rivière s'effectue depuis quelque temps déjà et que les techniques de restauration n'ont pas beaucoup évolué. En effet, on constate que la conception des déflecteurs d'écoulement, de la protection des berges et des seuils est très similaire à la conception effectuée dans les années 30 [voir Greeley, 1935] et elle est encore recommandée de nos jours.

2.2.2 Effets géomorphologiques : réussite ou échec?

Deux objectifs principaux peuvent être visés en instaurant une structure de redirection d'écoulement dans une rivière, soit premièrement de minimiser la contrainte de cisaillement sur les berges (et donc de réduire l'érosion des berges) et deuxièmement, de créer une fosse d'affouillement propice à l'habitat du poisson [Kuhnle *et al.* 1998]. Malheureusement, il arrive que les interventions soient un échec à long terme. En effet, au moment de l'étude de

terrain sur la rivière Blackledge, une des structures a été trouvée en état de détérioration assez avancée et semblait causer une érosion qui entraînait un élargissement du canal [Thompson, 2002]. Dans le cadre de cette même étude, une autre structure semblait ralentir l'évolution de la végétation sur les berges adjacentes puisqu'aux endroits en amont et en aval où il n'y avait pas de structure de restauration, la végétation y était beaucoup plus abondante. Les effets à long terme sont souvent méconnus dans les projets de restauration, car il existe présentement peu de suivi après une intervention en rivière [Thompson, 2002]. On connaît peu les effets à long terme des structures en rivière par rapport à l'amélioration de la qualité des habitats de poissons [Thompson, 2002].

Cependant, malgré le fait que les structures de redirection réussissent à ralentir l'érosion des berges et à créer une fosse d'affouillement, elles ne donnent pas toujours l'effet escompté. Effectivement, plusieurs études de terrain montrent entre autres que les profondeurs de fosses ne sont pas toujours aussi importantes que prévu [Thompson, 2002]. Les structures sur la rivière Blackledge en sont un bon exemple. Sur un total de 40 structures encore présentes sur cette rivière, six structures datent des années 30 et fournissent encore une certaine protection contre le courant [Thompson, 2002]. Thompson s'est fié à un site très similaire en termes de géomorphologie, de débit et de sédiments sur lequel ils ont instauré des structures pour faire les prédictions de profondeur.

Certaines études visent principalement à décrire les effets observés par différentes géométries de structures de redirection d'écoulement. C'est ce qu'une équipe universitaire de Concordia fait depuis plusieurs années avec une paire de déflecteurs construits en 1993 sur la rivière Nicolet. Leur stratégie a été d'installer des systèmes d'antennes à transpondeurs passifs (PIT) aux différentes roches qui composaient le fond de la rivière et ont retracé le mouvement des sédiments [Carré, 2007]. Leurs résultats laissent croire que cela peut prendre plusieurs années avant que la zone d'affouillement se stabilise. De plus, d'après

cette étude, on peut constater que les sédiments en amont des déflecteurs sont susceptibles de tomber dans les fosses d'affouillement. Cette étude souligne le fait que la contrainte de cisaillement calculée sur le lit, alors que les profondeurs d'eau étaient à la crête de la structure, est très différente comparativement à des situations où le débit est peu élevé, du moins pour la rivière Nicolet. Leur travail témoigne de la complexité du transport de sédiments dans un milieu naturel et de la difficulté à prédire ce phénomène de transport de sédiments précisément pour une structure donnée. Il n'en demeure pas moins que la compréhension scientifique de l'effet des structures de restauration sur l'habitat aquatique est encore limitée [Abad *et al.* 2008].

2.3 Expérience en laboratoire sur des canaux

Plusieurs études ont été faites en laboratoire sur les effets d'une structure de redirection d'écoulement en canal [ex. Godsian et Vaghefi 2009; Fazli *et al.* 2008; Kuhnle *et al.* 2008; Shih Duan, 2006; Biron *et al.* 2005; Kuhnle *et al.* 2002; Kuhnle *et al.* 1999; DeSerres *et al.* 1999]. Les effets étudiés sont les suivants : les effets de remous à l'aval des épis [Azinfar et Kells, 2007], la dispersion des débits [Duan et Nanda, 2006, Rennie et Millar, 2004], l'affouillement causé par des épis angulaires [Kuhnle *et al.* 2002], les patrons de transport de sédiments autour des épis [Sukhodolov *et al.* 2002], les effets des épis sur les débits (courants secondaires, vortex, zones mortes) [Tang *et al.* 2006], la distribution des vitesses et la répartition des contraintes de cisaillement [Biron *et al.* 2005]. Les expériences mentionnées ci-haut ont été effectuées dans des canaux de diverses dimensions, variant en longueur de 4 à 37 mètres et en largeur de 0,5 à 1,2 mètre. Quelques paramètres seront abordés plus en profondeur dans les sections suivantes.

2.3.1 Angles des structures

La géométrie et la profondeur de la zone affouillée selon l'angle de l'épi ont été étudiées par quelques chercheurs [Haltigin *et al.* 2007; Biron *et al.* 2005; Biron *et al.* 2004; Kuhnle *et al.* 2002]. Des études ont aussi été effectuées sur l'angle des culées d'un pont [Melville et

Coleman, 2000]. La figure 4 présente le facteur multiplicatif (k_θ) pour l'affouillement en relation avec l'angle θ de l'alignement de la culée. On remarque que plus l'angle est important, plus l'affouillement est important. Selon les études de Melville et Coleman (2000), il y aurait plus de transport de sédiments pour une structure en rivière avec un angle de 160° .

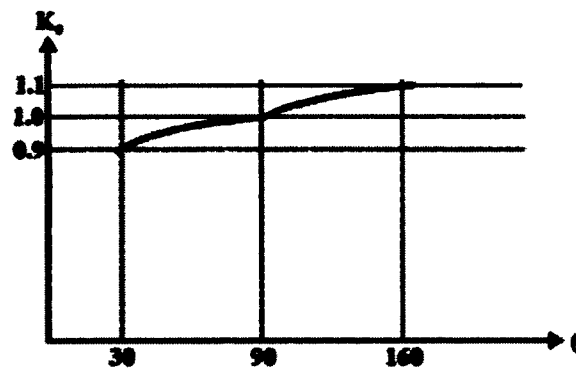


Figure 4 : Affouillement près des culées selon l'angle de la culée par rapport au sens de l'écoulement¹ [Melville et Coleman, 2000]

Des conclusions ont pu être tirées d'études effectuées récemment en laboratoire pour les épis et leur orientation [Biron *et al.* 2004; Biron *et al.* 2005]. Les orientations étudiées sont de 45° , 90° et 135° par rapport au sens de l'écoulement comme représenté à la figure 5.

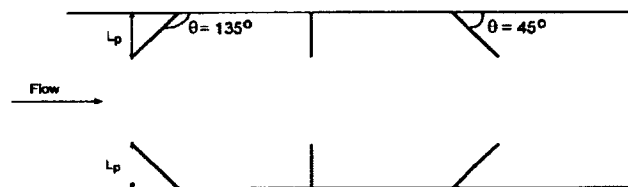


Figure 5 : Angle des épis étudiés [Biron *et al.* 2004; Biron *et al.* 2005]

¹ Note : Une structure avec un angle de 45° pointe vers l'aval tandis qu'une structure avec un angle de 135° pointe vers l'amont.

Les résultats varient en ce qui a trait à la zone affouillée. Il semble que l'épi à 90° crée la longueur de zone affouillée la plus importante [Biron *et al.* 2004]. Selon les auteurs, c'est l'angle d'épi qui cause le plus d'effet sur les vitesses, sur l'intensité de la turbulence et sur les contraintes de cisaillement [Biron *et al.* 2005]. Cependant, une étude par Kuhnle *et al.* (2002) tire comme conclusion que la zone affouillée est plus importante pour un épi d'angle de 135°. Il est suggéré que les épis de 135° seraient les plus aptes à minimiser les dommages à la berge lorsque le niveau de l'eau submerge les épis [Kuhnle *et al.* 2002; WSAH Guidelines Program, 2003].

Les épis pointant vers l'aval (donc de 45° dans ce cas) provoquent moins de turbulence et sont plus utilisés lorsqu'il y a de la navigation sur le cours d'eau [WSAH Guidelines Program, 2003]. Les épis de 135° provoquent une zone d'affouillement plus importante en amont par rapport à des zones obtenues avec des épis de 45° ou 90° [Kuhnle *et al.* 2002]. Ceci est contredit cependant par les résultats d'une étude effectuée en 2007 qui témoignent que la zone affouillée la plus importante est obtenue avec un épi de 90° [Biron *et al.* 2004]. Les conclusions des différentes recherches ne vont pas toutes dans le même sens et il peut être ardu de prendre position avec toutes ces différentes informations. Le grand nombre de facteurs (géométrie des épis, granulométrie, forme du canal, débit) influence les différentes observations et conclusions et tout n'est pas encore parfaitement maîtrisé. L'écoulement autour des épis demeure complexe [Uijttewall, 2001].

Il est conseillé par West Consultants de la Nouvelle-Orléans aux États-Unis de procéder comme montré à la figure 6 pour choisir l'orientation d'épi. Selon cette figure, il faudrait construire des structures avec des angles variant de 60° à 120° par rapport à la berge. Ces orientations assurent une meilleure efficacité selon eux pour dévier le courant et protéger les berges. Par contre, une autre étude suggère qu'il n'y a pas d'intérêt à avoir une orientation différente de 90° dans un cours d'eau droit [Gisonni et Hager, 2006].

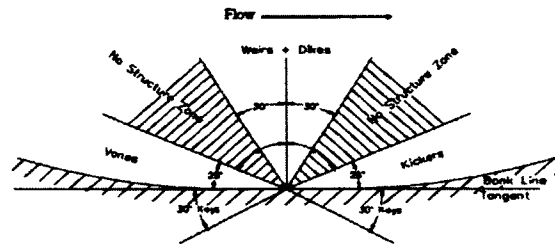


Figure 6 : Angles prescrits pour des structures de restauration

2.3.2 Zone d'affouillement

La forme de la zone affouillée n'est pas nécessairement constante entre les différentes études, comme présentée à la figure 7. On remarque sur cette figure que l'affouillement est représenté différemment en amont pour les trois épis provenant de trois articles différents. Les zones d'affouillement varient d'une expérience à l'autre et montrent que l'orientation de l'épi n'est pas le seul facteur qui affecte la zone affouillée. En général, un épi cause une zone d'affouillement allongée et possiblement partiellement semi-sphérique.

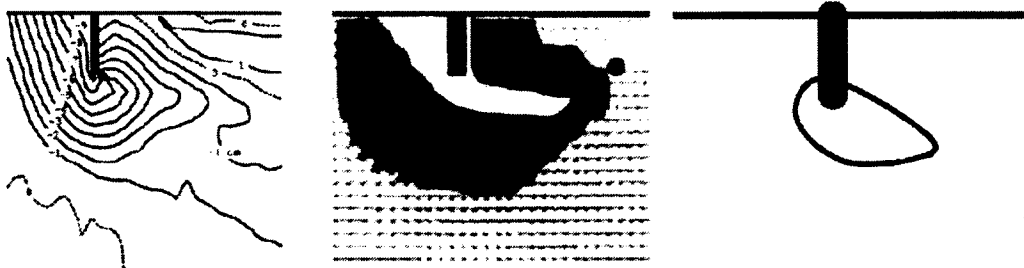


Figure 7 : Zone affouillée [Cui, 2006, Haltigin, 2007, Nasrollahi et al. 2008]

2.3.3 Zone de recirculation

Un épi entraîne une zone de recirculation du courant à l'aval [Kuhnle et al. 2008; Carré et al. 2007] comme montrée à la figure 8 et ceci permet aux sédiments de se déposer et d'ainsi protéger la berge. Les vitesses sont grandement ralenties dans une zone de recirculation et permettent d'éviter que le courant vienne percuter directement sur la berge et ainsi éroder le terrain.

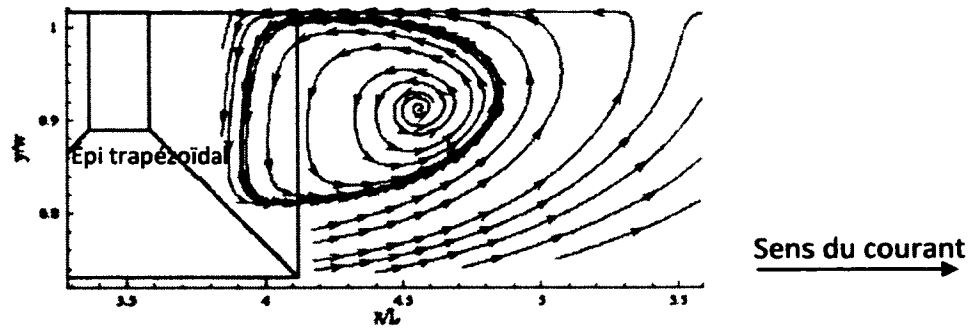


Figure 8 : Zone de recirculation en aval d'un épi [Kuhnle et al. 2008]

2.3.4 Couche limite

La théorie de la couche limite est le phénomène de ralentissement des particules de fluides près d'un obstacle. En se frottant sur les parois de l'obstacle, les particules du fluide perdent leur vitesse et entraînent les particules voisines avec elles. Ceci forme donc une enveloppe de vitesses qui peut être représentée comme à la figure 9 [Schlichting et Gersten, 2003].

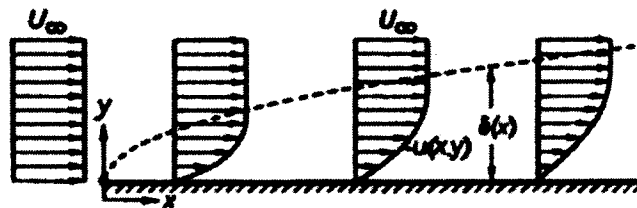


Figure 9 : Couche limite [Schlichting et Gersten. 2003]

Dans un canal, cette théorie peut être observée sur le plan vertical. Les particules les plus en profondeur sont ralenties par le fond et se comportent en théorie exactement en accord avec la couche limite. Cette théorie sera donc utilisée calibrer l'appareil avant de commencer à prendre des mesures. C'est-à-dire que les vitesses seront mesurées dans le canal sur toute la profondeur et l'appareil (ADVP) sera calibré afin d'obtenir des résultats montrant une distribution de vitesses en accord avec la courbe typique de la couche limite.

2.3.5 Vitesse de frottement

La vitesse de frottement, u^* , est un paramètre important dans le calcul du transport de sédiments. La vitesse de frottement est calculée comme suit :

$$u^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{\frac{\gamma SR}{\rho}} = \sqrt{gSR} \quad [\text{Éq. 1}]$$

La vitesse de frottement u^* , malgré son nom, ne représente pas réellement une vitesse. On appelle la vitesse de frottement ainsi à cause des unités de u^* , soit des mètres par seconde et cela représente le cisaillement près d'une surface «couche limite» [Reynolds, 1974].

2.3.6 Distribution des vitesses

Il existe trois régions différentes dans un écoulement : la région interne, la région intermédiaire et la région externe. La région interne de l'écoulement se situe en dessous du rapport $y/\delta < 0,2$, où y est la profondeur d'eau et où δ est la distance entre le niveau où $u = u_{max}$ et le niveau à l'étude. Ceci est valable pour les cas en laboratoire et au terrain.

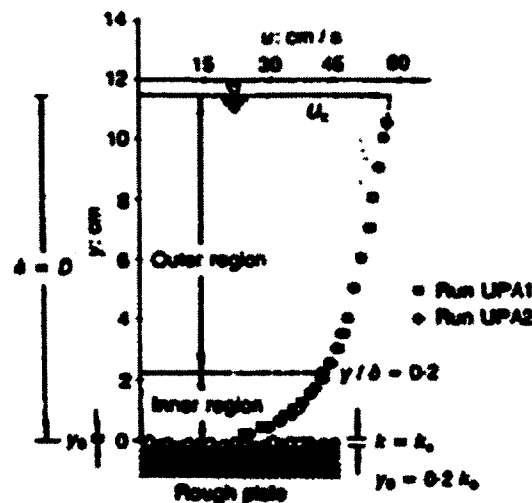


Figure 10 : Région externe et interne de l'écoulement [Kironoto et Graf, 1994]

La région interne est guidée par la loi universelle du mur «Universal law of the wall (loglaw)» pour les frontières rugueuses [Graf et Altinakar, 1993] :

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{y}{k_s}\right) + Br \quad [\text{Éq. 2}]$$

Où u^* est la vitesse de frottement, κ la constante de Karman, k_s l'équivalent de rugosité de sable et Br une constante d'intégration. La valeur fréquemment utilisé pour la constante de Karman, κ , est de 0.4. On détermine Br et u^* à l'aide de la droite obtenue avec $\ln(y/k_s)$, tel que montré à la figure 11 [Kironoto et Graf, 1995].

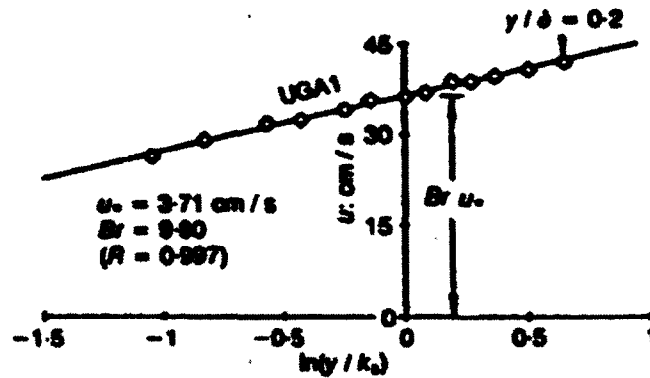


Figure 11 : Méthode graphique pour trouver la constante d'intégration Br et u^* [Kironoto et Graf, 1994]

Une fois les constantes obtenues, la loi universelle du mur peut être appliquée et illustrée comme présenté à la figure 12. Ces figures s'appliquent à un canal large avec un rapport $b/y > 5$.

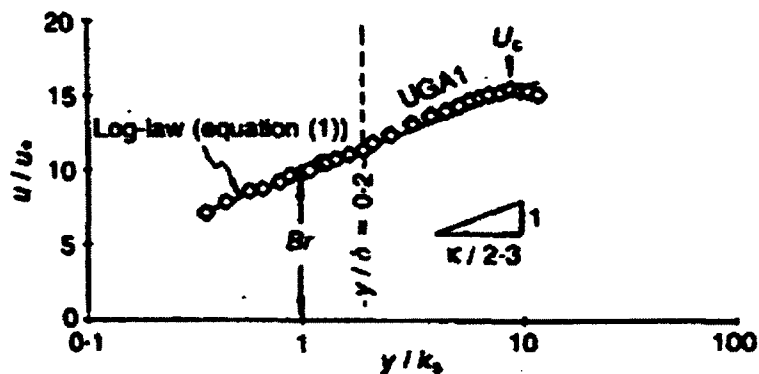


Figure 12 : Loi universelle du mur (loglaw) [Kironoto et Graf, 1994]

En ce qui a trait aux surfaces lisses (non graveleuse), il existe une autre équation qui illustre la vitesse de frottement, soit la loi logarithmique ou du mur :

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{yu^*}{\nu} \right) + B \quad [\text{Éq. 3}]$$

Où les variables sont sensiblement les même mise à part la viscosité cinématique représentée par le symbole ν . La valeur de la constante d'intégration B se situe normalement autour de 5.5 pour un conduit droit ou pour un fond plat [Piquet, 1999].

Il est possible de calculer la vitesse de frottement pour la région externe (voir la figure 13) avec l'équation de la loi de Coles:

$$\frac{u_{max} - u}{u^*} = -\frac{1}{k} \ln \left(\frac{y}{\delta} \right) + \frac{2\Pi}{k} \cos^2 \left(\frac{\pi y}{2\delta} \right) \quad [\text{Éq. 4}]$$

où Π est le paramètre de Coles, qui permet de tenir compte d'une déviation par rapport à la loi universelle du mur [Kironoto B.A. et Graf W.H., 1995].

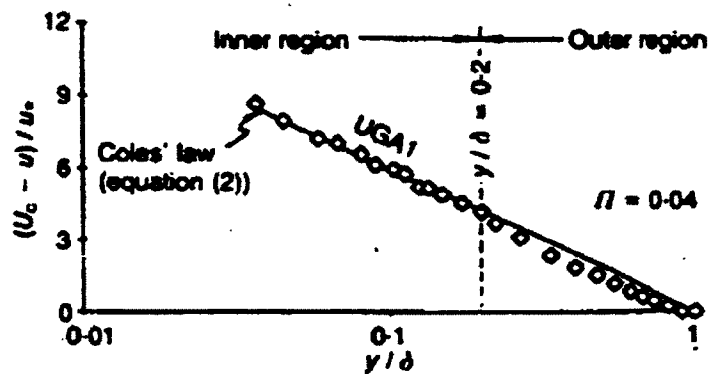


Figure 13 : Loi de Coles [Kironoto et Graf, 1994]

Ce type d'équation est appliqué fréquemment en pratique pour des cas d'étude avec des obstacles dans des canaux [Lacey et Rennie, 2012].

2.3.7 Contrainte de Reynolds

La contrainte de Reynolds est un paramètre qui caractérise le flux de mouvement et donc le potentiel de transport de sédiments [Kironoto et Graf, 1994]. Il s'agit en réalité de la représentation du flux de quantité de mouvement entrant ou sortant d'un volume déterminé causé par les fluctuations des turbulences [Davidson, 2004]. On peut définir la vitesse dans un fluide de cette façon (décomposition de Reynolds) :

$$u(t) = \bar{u} + u'(t) \quad [\text{Éq. 5}]$$

Où $u(t)$ est la vitesse u dans le temps, où \bar{u} est la vitesse moyenne et où $u'(t)$ est la fluctuation de vitesse. On obtient la fluctuation de vitesse $u'(t)$ en soustrayant la vitesse moyenne à la vitesse u . Les contraintes de Reynolds peuvent être par la suite calculées : $-\rho\overline{u'v'}$, $-\rho\overline{u'w'}$ ou $-\rho\overline{v'w'}$. Les contraintes de Reynolds servent entre autres à étudier les vortex autour des obstacles. La figure 14 montre un exemple d'une visualisation des différentes contraintes de Reynolds selon des rapports de profondeur ($z +$).

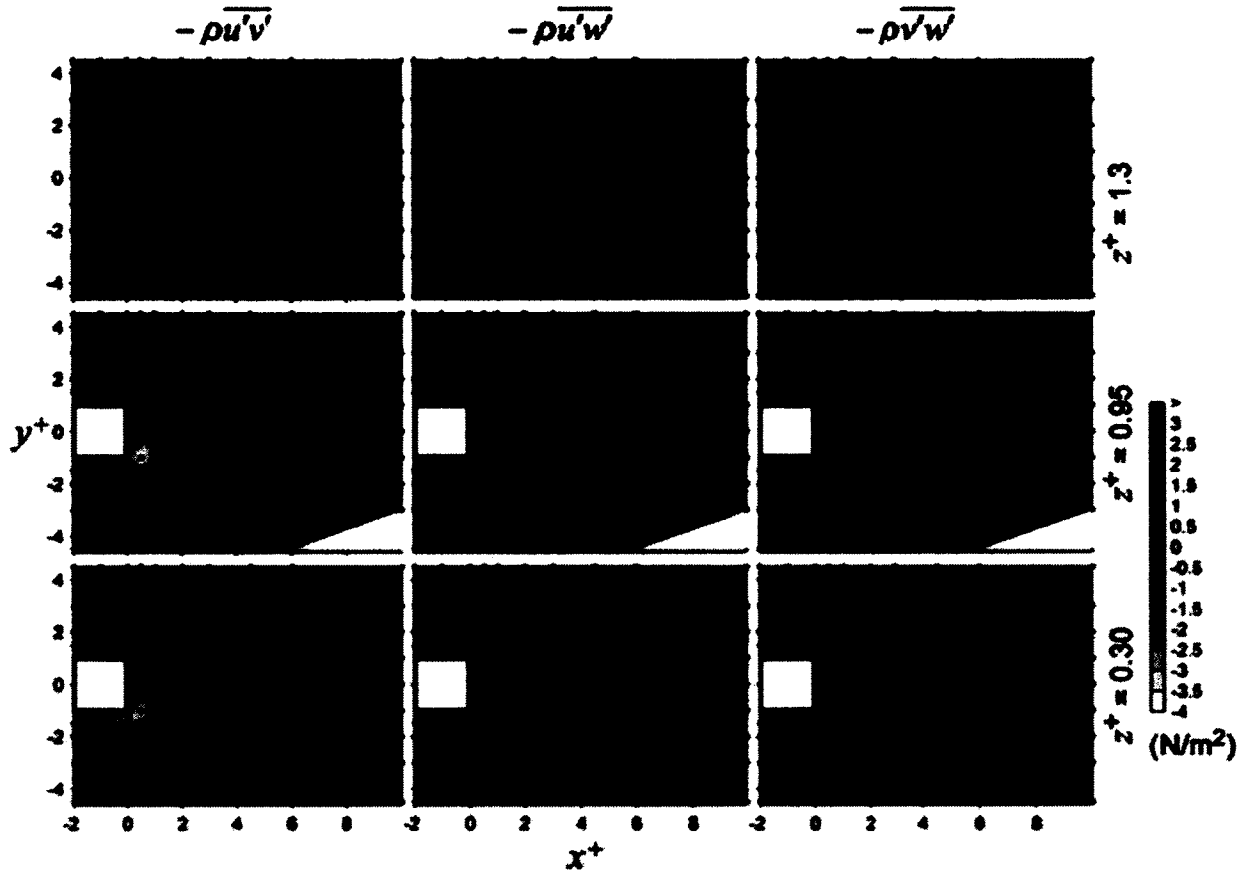


Figure 14 : Contrainte de Reynolds ($\rho u'v'$, $\rho u'w'$, $\rho v'w'$) selon différents rapports de profondeurs ($z +$) [Lacey et Rennie, 2012]

Il est intéressant de savoir que pour les rapports de distance $0,05 < y/\delta < 1$, la contrainte de Reynolds peut aussi être représentée par l'équation suivante :

$$\tau_{uv} = \rho u_*^2 \left(1 - \frac{y}{\delta}\right) \cong -\rho \overline{u'v'} \quad [\text{Éq. 6}]$$

Cette équation a été utilisée dans plusieurs publications concernant l'écoulement autour des obstacles car il s'agit d'une autre façon de trouver la vitesse de frottement u^* . La figure suivante présente le graphique sur lequel on retrouve la contrainte de Reynolds en uv ($-\rho \overline{u'v'}$) normalisée avec la vitesse de frottement au carré multipliée par la masse volumique de l'eau (ρu_*^2) en fonction de la profondeur d'eau sur la distance relative (y/δ).

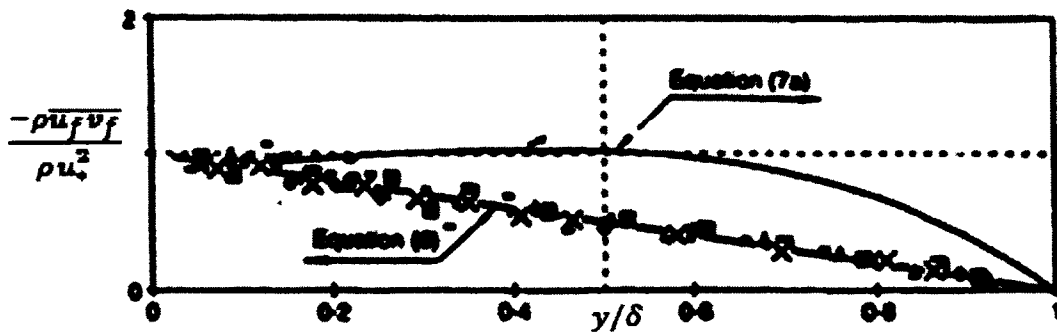


Figure 15 : Distribution des contraintes de Reynolds [Kironoto et Graf, 1994]

2.3.8 Énergie cinétique turbulente

L'énergie cinétique turbulente est calculée à partir des fluctuations de vitesses et on peut la calculer avec la formule suivante [Wilcox, 1998]:

$$k = (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2})/2 \quad [\text{Éq. 7}]$$

L'énergie cinétique turbulente est utile pour connaître les zones plus turbulentes dans un cours d'eau ou un canal. Plus la valeur de k est grande, plus la turbulence est importante. Cependant, il n'est pas prudent d'utiliser ce paramètre pour prédire le transport de sédiments puisque k n'est pas vectoriel. Certaines études en laboratoire font appel à ce paramètre pour analyser l'effet d'obstacles sur la turbulence [DeSerres *et al.* 1999 ; Koken et Constantinescu, 2008; Lacey et Rennie, 2012]. La figure 16 montre un exemple de la représentation de l'énergie cinétique turbulente à différents rapport de profondeur d'eau (z^+) et à différentes positions transversales (y^+) autour d'un obstacle.

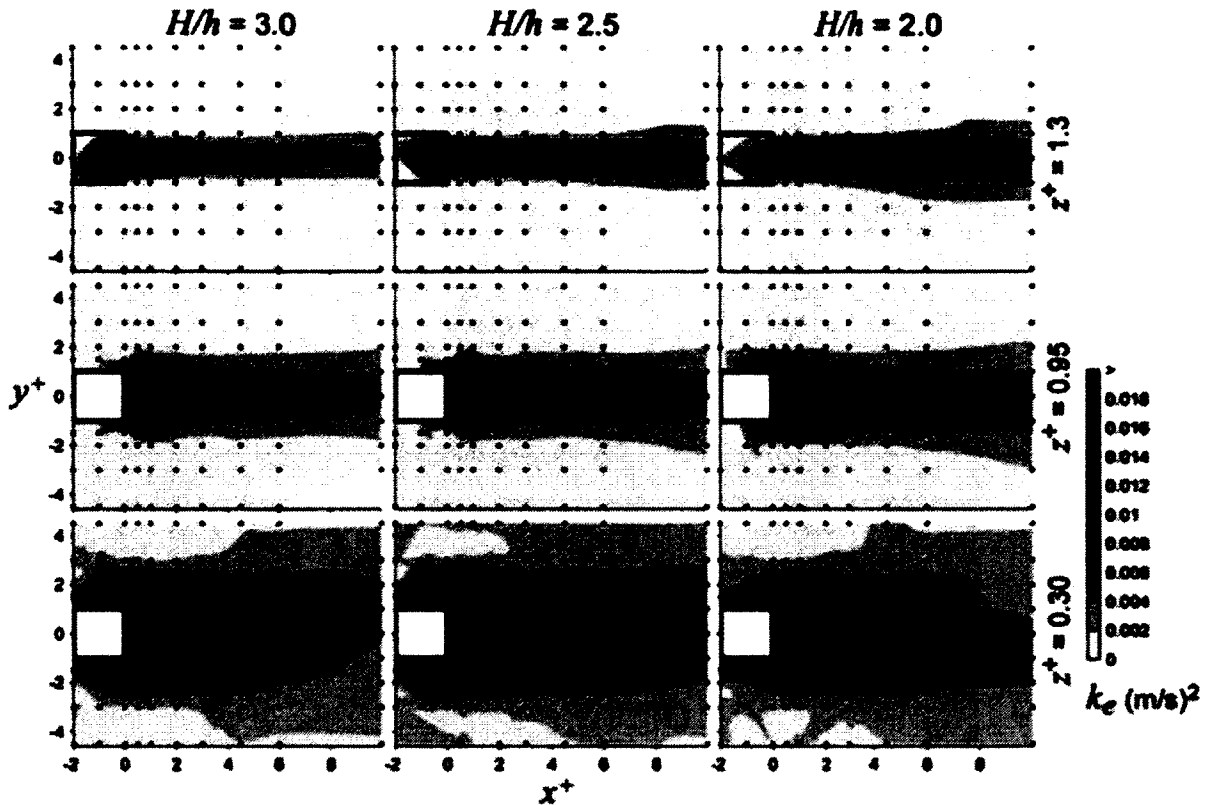


Figure 16 : Analyse du paramètre k (énergie turbulente cinétique) [Lacey et Rennie, 2012]

2.3.9 Spectre d'énergie

Les études de spectre en canal se font à partir de la variation des vitesses u , v et w . Le spectre d'énergie est un indicateur de la turbulence. On peut interpréter les spectres en termes de vorticité étirée. La vorticité étirée ou l'étirement du tourbillon (provenant de l'anglais «vortex-stretching»), est d'ailleurs la cause du transfert de gros tourbillons vers de petits tourbillons. La vorticité étirée est sujette à s'allonger ou s'étirer lorsque fluide se trouve en situation de variation de déformation des particules. Lorsque c'est le cas, il est attendu que la vorticité dans la direction de la déformation positive augmente et que la vorticité diminue dans la direction de déformation négative. Tout se base sur la conservation du momentum angulaire [Tennekes et Lumley, 1972]. Le spectre montre donc comment l'énergie du courant se transfère de gros tourbillons à basse fréquences à de petits tourbillons à hautes fréquences. Les petits tourbillons se servent de l'énergie de déformation

des gros tourbillons pour augmenter leur vorticité [Tennekes et Lumley, 1972]. Un exemple de spectre obtenu à partir des vitesses u et v est montré à la figure 17.

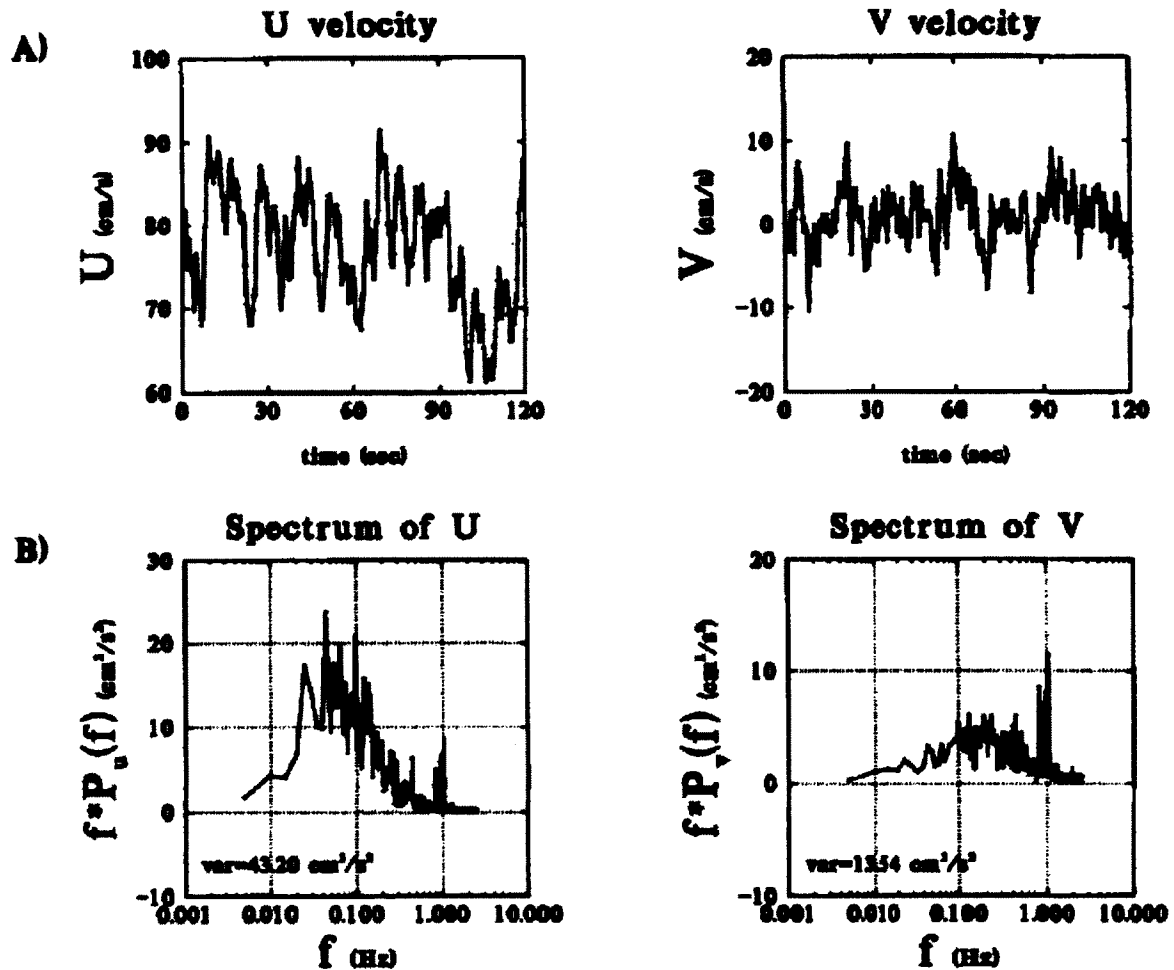


Figure 17 : Exemple de spectre pour les vitesses u et v [Lapointe, 1996]

En A), on voit la variation de vitesse selon le temps tel qu'un appareil comme un ADV ou un ADVP peut illustrer durant la prise de données. En extrapolant, on obtient en B) le spectre de vitesse pour u et v respectivement. Pour une plage de l'énergie du spectre inertiel d'intervalle («inertial sub-range»), il est connu l'équation du spectre doit être de la forme suivante (Kolmogorov) pour de très hauts niveaux de nombre de Reynolds [Seraphin et Guyenne, 2008] :

$$E(P) = \alpha \varepsilon^{2/3} P^{-5/3} \quad [\text{Éq. 8}]$$

Où E est l'énergie du spectre, α est une constante, ε est l'énergie de dissipation et P la plage. On doit donc retrouver une pente de $-5/3$ sur les graphiques de spectre, comme montré à la figure 18.

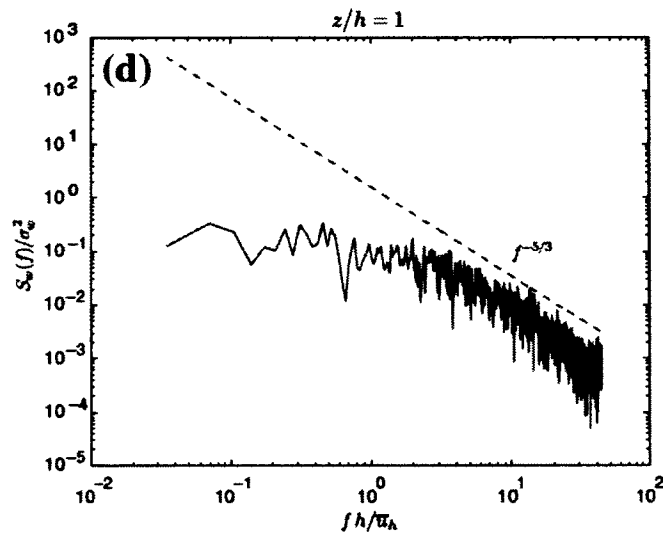


Figure 18 : Énergie du spectre en fonction de la fréquence normalisée [Seraphin, 2008]

Ensuite, il est important de tenir compte que les spectres peuvent être parfois contaminés par le bruit. Une étude a été effectuée sur ce sujet [Lapointe, 1996] et un exemple de contamination de spectre est montré à la figure 19 (le bruit étant illustré sur la deuxième sous-figure).

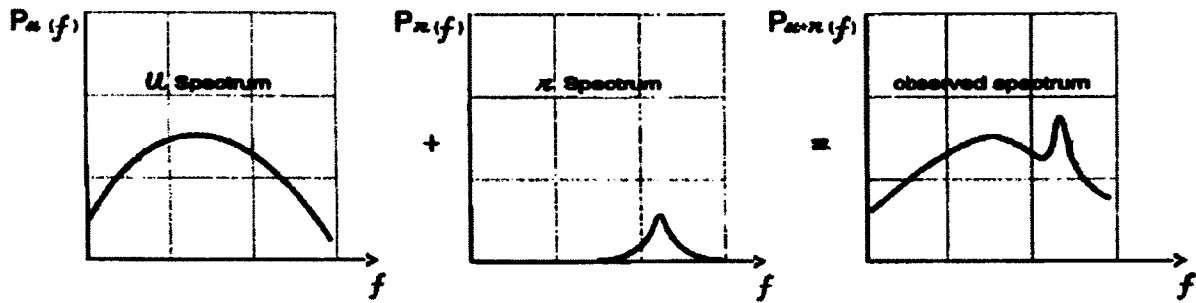


Figure 19 : Contamination d'un spectre [Lapointe, 1996]

2.3.10 Appareils de mesure

Plusieurs appareils de mesure sont utilisés en mécanique des fluides. Anciennement, le tube de Pitot et le piézomètre étaient fréquemment utilisés. Cependant, des appareils plus performants sont maintenant disponibles tel que l'ADV (vélocimètre acoustique Doppler), capable de mesurer les vitesses 3D à l'aide de senseurs acoustiques. Plusieurs expériences en laboratoire et sur le terrain ont été effectuées en utilisant un ADV [Ghodisan et Vaghefi, 2009; Duan, 2009; Kuhnle *et al.* 2008; Carré *et al.* 2007; Biron *et al.* 2005; Conaway, 2005].

Une autre méthode de suivi du mouvement d'un fluide couramment utilisée en laboratoire est un système de vélocimétrie par image de particules (PIV) [Ferreira *et al.* 2010]. Cette méthode emploie principalement comme appareils un laser et un appareil photo à haute vitesse qui permettent de quantifier la dynamique du fluide par images. C'est la localisation des particules sur deux images successives qui permet de connaître le champ de vitesse dans le fluide. Il peut être très complexe à installer puisqu'il y a plusieurs paramètres à calibrer tels que le diamètre des particules à utiliser, la fréquence d'échantillonnage, le temps entre les photos, sans compter qu'il y a des normes de sécurité précises à respecter pour l'utilisation d'un laser.

Certaines études sur les épis ont été effectuées en cours d'eau, malgré que la plupart des

études aient été effectuées en laboratoire. Les expériences ont pour but d'étudier les effets du débit [Biron, 2005], de la turbulence [Abad *et al.* 2008], des zones de recirculation [Knhule *et al.* 2002], du cisaillement [Lane, 1998], des fosses d'affouillement créées [DeSerres *et al.* 1999] et de l'optimisation de la géométrie [Bhuiyan *et al.* 2007].

2.3.11 Modèles de transport de sédiments

Il existe plusieurs modèles de transport différents qui sont utilisés pour estimer le potentiel de transport de sédiments dans les cours d'eau. Le modèle à utiliser pour un cas dépend de plusieurs facteurs, soit la profondeur normale, la granulométrie, la géométrie de la rivière et la vitesse observée [United States Department of Agriculture, 2007]. La figure 20 présente l'applicabilité de certains modèles de transport en fonction de la granulométrie des sédiments [Degoutte, 2010]. Notons que la majorité des modèles ont été développés pour des conditions en régime permanent.

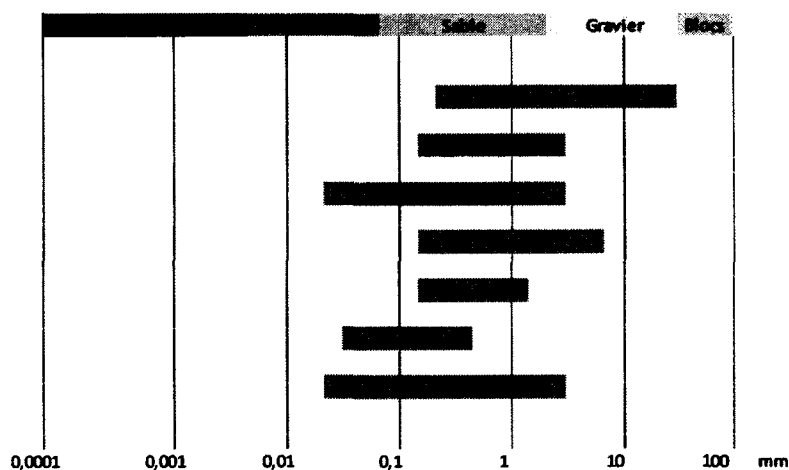


Figure 20 : Applicabilité des modèles de transport de sédiments en fonction de la granulométrie des sédiments

2.4 Modélisation hydrodynamique

Les logiciels qui utilisent les éléments finis pour simuler l'écoulement dans un canal et le transport de sédiments sont fréquemment utilisés dans les projets sur la restauration de rivières. La modélisation du transport de sédiments est une des tâches les plus complexes à réaliser par l'ingénieur hydraulicien [Papanicolaou *et al.* 2008]. Certains chercheurs croient

que la compréhension tridimensionnelle de l'écoulement est primordiale pour prévoir l'affouillement autour des mesures de mitigation et donc pour pouvoir concevoir une structure plus efficace [Biron *et al.* 2005]. Comme les épis sont souvent submergés une analyse 3D est pertinente. Dans le cadre d'une étude sur le transport de sédiments causé par des déflecteurs situés dans la rivière Nicolet aux environs de Victoriaville, des chercheurs sont arrivés à la conclusion qu'une modélisation tridimensionnelle est nécessaire pour effectuer une bonne prévision du transport de sédiments [Carré *et al.* 2007]. D'autres études sont arrivées à la conclusion que la simulation bidimensionnelle est recommandée pour déterminer les tourbillons créés par la structure et donc par le fait même pour prédire la forme de l'affouillement ainsi que la qualité de l'habitat du poisson [Brown et Pasternack 2009] [Pasternack *et al.* 2004]. Certaines recherches avancent que la modélisation 1D a de la difficulté à fournir des résultats comparables aux résultats obtenus en laboratoire [Brown et Pasternack, 2009] tandis que d'autres concluent que la modélisation unidimensionnelle reste utile dans l'analyse des cas simples [Papanicolaou *et al.* 2008]

2.4.1 Modélisation unidimensionnelle

2.4.1.1 Principes

La modélisation unidimensionnelle fonctionne par profondeur et largeur moyenne. La vitesse de l'eau est évaluée selon une seule direction, soit la direction de l'écoulement (direction en x).

2.4.1.2 Logiciels existants

Les logiciels qui prédisent le transport de sédiments avec une représentation 1D sont nombreux et sont utilisés depuis les années 80, par exemple : HEC-RAS (US Army Corps of Engineers), MOBED (Maidment *et al.*, 1992), GSTARS (GstarsCo), IALLUVIAL (University of Iowa) [Papanicolaou *et al.* 2008]. Le logiciel PHABSIM (USGS) permet aussi de modéliser les habitats pour les poissons en plus de simuler un écoulement unidimensionnel.

2.4.1.3 Applications

Les logiciels à modélisation unidimensionnelle demandent peu de capacité informatique comparativement aux logiciels à modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle. Ils sont donc plus rapides d'utilisation. De plus, les logiciels à modélisation unidimensionnel demandent moins de données de bases que les logiciels à modélisation bidimensionnel et tridimensionnel et les licences sont moins dispendieuses. Les logiciels à modélisation unidimensionnelle sont applicables dans des cas où la zone d'étude est très étendue, mais ils peuvent être moins fiables dans des cas d'études plus pointues [Papanicolaou *et al.* 2008].

2.4.2 Modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle

2.4.2.1 Équations de Navier-Stokes par moyenne de Reynolds

Pour une modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle, il faut faire appel à des logiciels qui permettent de résoudre les équations de Navier-Stokes par moyenne de Reynolds. Les équations de Navier-Stokes se basent sur l'équation de conservation de la masse d'un fluide aussi connue sous le nom d'équation de continuité [Bennes *et al.* 2006]. Les variables présentées dans les équations suivantes sont la vitesse selon l'axe $x(u)$, la vitesse selon l'axe $y(v)$, le gradient (∇), la pression (p) et la force externe (f).

$$\vec{\nabla} \cdot \vec{u} = 0 \quad [\text{Éq. 9}]$$

$$\frac{\delta \vec{u}}{\delta t} + (\vec{u} \cdot \vec{\nabla}) \vec{u} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \vec{\nabla}^2 \vec{u} + \vec{F} \quad [\text{Éq. 10}]$$

Alternativement, les équations de Navier-Stokes peuvent être écrites comme suit à l'équation 11, où les deux premiers termes représentent l'accélération, le troisième terme la force gravitationnelle, le quatrième terme les forces reliées à la pression et le dernier terme les forces de frottement [Davidson, 2004].

$$\frac{\delta \vec{u}}{\delta t} + (\vec{u} \cdot \vec{\nabla}) \vec{u} = -\vec{\nabla}(gz) - \frac{Vp}{c} + \nu \vec{\nabla}^2 \vec{u} \quad [\text{Éq. 11}]$$

Les équations de Navier-Stokes sont très difficiles à résoudre dû à la non-linéarité du terme d'accélération, et c'est pourquoi on les approxime à l'aide d'une moyenne de Reynolds. Ces équations s'appliquent pour des fluides newtoniens et incompressibles. Pour contourner la difficulté à résoudre ces équations, la méthode de la moyenne de Reynolds consiste à approcher une vitesse donnée (u) en sommant la vitesse moyenne (\bar{u}) avec une fluctuation (u') [Lane, 1998] (voir équation 5).

Cette approche permet de résoudre les équations de Navier-Stokes de façon simplifiée. On obtient ainsi une expression simplifiée de la contrainte de Reynolds qui permet de caractériser la dynamique de l'écoulement [Lane, 1998] :

$$\frac{\tau_{ij}}{p} = u \left(\frac{\delta u_j}{\delta x_i} + \frac{\delta u_i}{\delta x_j} \right) + -\overline{u_i u_j} \quad [\text{Éq. 12}]$$

2.4.2.2 Équations par moyenne sur la profondeur

Il existe aussi des méthodes de calculs plus simples et applicables pour la modélisation bidimensionnelle qui sont basées sur les équations de Navier-Stokes. Ces équations sont applicables dans des rivières où la profondeur d'eau (h) n'est pas très importante et dans des cas où les ressources informatiques sont limitées. Elles permettent de faire une moyenne de la vitesse selon la profondeur du cours d'eau avec l'équation d'intégration suivante [Bates et al. 2005] :

$$u = \frac{1}{h} \int_0^h u \, dz \quad [\text{Éq. 13}]$$

Tout comme les équations de Navier-Stokes en 3D, les équations par moyennes sur la profondeur sont aussi basées sur les équations de continuité [Bates et al. 2005].

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x^i} (h u^{-i}) = 0 \quad [\text{Éq. 14}]$$

Une fois développée, l'équation du momentum contient maintenant plus de termes tels que les contraintes de cisaillement τ qui peuvent être déterminées à l'aide de modèles (Boussinesq eddy-viscosity) et d'équation empiriques [Bates *et al.* 2005] :

$$\begin{aligned} \frac{\partial u^i}{\partial t} + \frac{\partial (u^{-i} u^{-j})}{\partial x^j} = & -g \frac{\partial h}{\partial x^i} + \frac{1}{p} \frac{\partial \tau^{ij}}{\partial x^i} + \\ & \frac{\tau_s^i - \tau_b^i}{\rho h} + \frac{1}{\rho h} \frac{\delta}{\delta x^i} \left(\int_0^h \rho (u^i - u^{-i})(u^j - u^j) dz \right) \end{aligned} \quad [\text{Éq. 15}]$$

2.4.2.3 Modélisation de la turbulence

On doit la complexité à résoudre les équations de Navier-Stokes à l'analyse de la turbulence du système [Bates *et al.* 2005]. Il existe plusieurs méthodes pour estimer la turbulence et quelques-unes sont présentées dans les lignes qui suivent. Premièrement, le modèle de longueur de mélange est simple et applicable pour des systèmes peu complexes et relativement constants. Deuxièmement, il y a le modèle $k - \varepsilon$ qui fonctionne en résolvant une équation d'énergie cinétique et une équation de dissipation d'énergie [Pope, 2005]. Troisièmement, on a aussi la possibilité de modéliser la turbulence à l'aide de la viscosité de grands remous avec le «simple model», qui est beaucoup plus difficile à analyser, donc plus exigeant informatiquement, mais plus précis. [Bates *et al.* 2005].

2.4.2.4 Logiciels 2D

Les logiciels à modélisation bidimensionnelle représentent le mouvement de l'eau en x (sur la longueur) et y (sur la largeur) seulement. La vitesse est constante sur toute la profondeur de l'eau. Plusieurs logiciels fonctionnent par moyenne sur la profondeur, notamment,

TELEMAC2D (Telemac), MIKE21 (DHI), River2D (University of Alberta) et FLOW2D (GGU Software) [Papanicolaou *et al.* 2008].

2.4.2.5 Résultats de différentes recherche avec modèles 2D

Les logiciels d'éléments finis bidimensionnels sont couramment utilisés pour modéliser des obstacles dans un cours d'eau, artificiels ou naturels. Lacey et Millar (2005) ont modélisé avec River2D, de grands débris ligneux dans la rivière Chilliwack en Colombie Britannique. Ils ont pu déterminer les zones d'affouillement potentielles et ont pu étudier en profondeur l'écoulement autour d'une série de débris ligneux en rivière. Le cisaillement et la vitesse de frottement ont aussi été étudiés. De plus, à partir du module d'évaluation d'habitat de poissons, ils ont pu déterminer le comportement par simulation des poissons par rapport au transport de sédiments créé par le grand débris ligneux. L'aspect ayant le plus touché par le changement d'écoulement est l'âge des poissons, qui selon la modélisation, pourrait augmenter de 150% à 210% [Lacey and Millar, 2005].

D'autres s'intéressent à la dispersion des polluants dans les cours d'eau autour d'un déflecteur de courant. L'étude de Duan et Nanda (2006) en est un exemple. Ils font l'étude du transport de sédiments en suspension dans la rivière Kankakee and la rivière Iroquois aux États-Unis. Leur modèle est construit à partir d'une série d'équations de Navier-Stokes par moyenne sur la profondeur et il a été calibré par des modèles expérimentaux [Duan et Nanda, 2006]. On y tire comme conclusion que les déflecteurs courts favorisent le passage des sédiments en suspension contrairement aux déflecteurs plus longs qui eux bloqueraient le passage des sédiments. On y conclut que pour favoriser le passage des sédiments des rivières, on devrait construire une série de déflecteurs courts. De plus, leur recherche conclut qu'un épi ayant une longueur effective supérieure à un tiers du canal empêche la libre circulation des sédiments de ces rivières.

On voit que les recherches sont parfois très appliquées à des problèmes courants et non seulement académiques.

2.4.2.6 Logiciels 3D

Les logiciels à modélisation tridimensionnelle peuvent représenter le mouvement de l'eau dans toutes les directions [Biron *et al.* 2005; De Serres *et al.* 1999]. Dépendamment de la géométrie, du débit et de plusieurs autres facteurs, on peut déterminer à travers les différentes sections les directions et la vitesse du courant comme présenté à la figure 21 [DeSerres *et al.* 1999]. Contrairement aux logiciels 2D, les logiciels 3D sont en mesure de montrer les courants secondaires. Il existe plusieurs logiciels connus tels que MIKE3 (DHI), SSIIM (NTNU), Delft3D (DHI), TELEMAC3D [Papanicolaou *et al.* 2008].

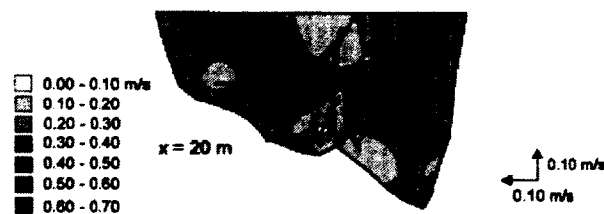


Figure 21 : Variation des vitesses [De Serres *et al.* 1999]

2.4.2.7 Résultats de différentes recherches avec modèles 3D

Haltigin *et al.* (2007) ont étudié le comportement de l'eau autour de déflecteurs de courant selon trois différentes orientations. Ils ont pu déterminer l'aspect de la fosse d'affouillement créée par les déflecteurs. La figure suivante présente le schéma utilisé.

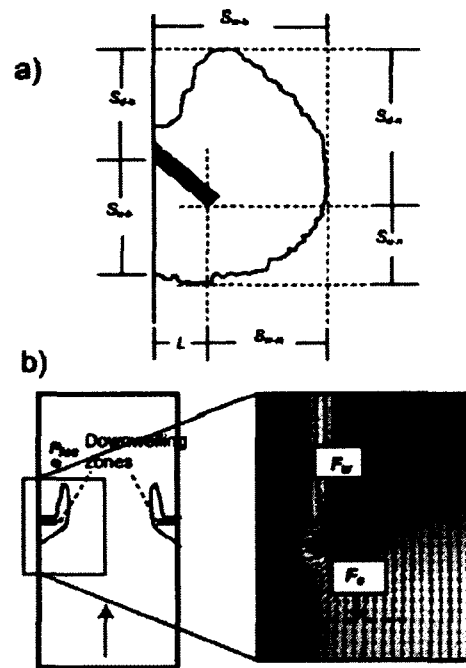


Figure 22 : (a) Schéma pour un épi de 135° de la fosse d'affouillement (b) Schémas pour les caractéristiques du courant pour un déflecteur de 90° [Haltigin et al. 2007]

Les résultats de Haltigin et al. (2007) sont présentés au tableau suivant (se référer à la figure 22 pour les symboles).

Tableau 1 : Résultats sur la forme de la fosse d'affouillement de Haltigin et al. (2007) pour 3 différentes orientations de déflecteurs

Deflector angle (degrees)	Flow variables			Scour-hole dimensions			
	F_s	F_w	P_x	S_{u-b}	S_{w-b}	S_{u-n}	S_{d-b}
45	25	123	169	18	109	67	150
90	90	147	129	82	139	85	130
135	128	154	100	116	139	67	75

On peut observer différentes tendances pour les trois modélisations. Par exemple, on peut voir qu'un épi orienté vers l'amont crée une fosse d'affouillement plus longue vers l'amont à partir de sa base (S_{u-b}). Il est intéressant de pouvoir caractériser généralement le

comportement des déflecteurs selon leur orientation. Cependant, plusieurs variables interviennent et il peut être compliqué de généraliser.

Haltigin *et al.* (2007)^b ont validé leur modèle bidimensionnel PARSOL avec leurs résultats expérimentaux en canal. Pour une paire de déflecteurs avec trois différentes orientations (135, 90 et 45) et deux coefficients de contraction différents (0,25 et 0,50), la corrélation de leurs résultats avec leurs données varie entre 30,5% et 94,8% par rapport aux résultats expérimentaux. Ils ont modélisé par la suite des déflecteurs à 30°, 45°, 60°, 75°, 90°, 105°, 120°, 135° and 150°. La paire de déflecteurs orientés à 30° cause le plus grand ratio d'amplification de vitesse sur la pointe des déflecteurs, soit un ratio supérieur à 2.11 par rapport à la vitesse moyenne.

Nagata *et al.* (2005) quant à eux ont utilisé un modèle 3D RANS pour reproduire le comportement de l'écoulement autour des épis et ont obtenu de bons résultats. L'allure générale de la distribution des vitesses est très similaire à ce qui a été obtenu en laboratoire.

3 ARTICLE

Avant-propos

Auteurs et affiliation :

Marie-France Dupuis, étudiante à la maîtrise, Université de Sherbrooke, Faculté de Génie, Département de génie civil

Jay Lacey, professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de Génie, Département de génie civil

Bertrand Côté, professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Département de génie civil

Date de soumission : juin 2012

État de l'acceptation : soumis

Revue : River Research and Applications

Référence : Dupuis *et al.* 2012

Titre français : Caractérisation de l'écoulement autour d'épis avec différentes orientations : Résultats expérimentaux et de modélisation bidimensionnelle par éléments finis

Contribution au document :

Cet article constitue le cœur du sujet de recherche. L'introduction de l'article résume les enjeux du sujet de recherche et réfère aux travaux antérieurs effectués par les autres chercheurs. Ensuite, les méthodologies expérimentales et de modélisation numérique sont exposées. Les tests sont décrits avec précision et la méthode de traitement de données est aussi expliquée. Les résultats sont présentés avec plusieurs graphiques et plusieurs tableaux. Ensuite, une analyse est effectuée par l'entremise d'une comparaison des résultats expérimentaux et numériques. Des conclusions sont tirées et le tout permet d'atteindre les objectifs de recherche cités précédemment. Il est donc possible d'affirmer sans aucun doute que l'article porte complètement sur le sujet de recherche et remplace adéquatement les chapitres classiques d'un mémoire : Réalisation, Tests et Analyse.

Résumé français :

Les épis sont couramment utilisés pour la stabilisation de berges et comme mesure de restauration des habitats de poissons. Le succès de leur implantation dépend de plusieurs facteurs dont la géométrie de la structure, le ratio de contraction, la géométrie de la rivière, les conditions d'écoulement, le type de lit, etc. La présente étude porte sur l'effet de l'orientation de l'épi sur l'écoulement. Des expérimentations ont été effectuées dans un canal avec pente variable de 0,5 m de largeur et 7,5 m de longueur, où trois orientations d'épis différentes (135°, 90° and 45°) ont été étudiées pour trois débits différents. Un profileur de vitesses acoustique Doppler (ADVP) a été utilisé pour mesurer les trois composantes de vitesse. Les expériences ont aussi été modélisées avec le logiciel bidimensionnel hydrodynamique MIKE21 par le Danish Hydraulic Institute (DHI) au Danemark. Dans la littérature, il existe des incongruités entre certains résultats expérimentaux sur les épis ou déflecteurs. Kuhnle *et al.* (2002) suggèrent que les épis à 135°

génèrent des fosses d'affouillement plus importantes que les autres types d'épis alors que Biron *et al.* (2004) concluent que ce sont les épis à 90° qui sont les plus susceptibles à engendrer cet effet. Biron *et al.* (2004) posent comme hypothèse que la différence est attribuable à la différence de géométrie des épis. Dans la présente recherche, la région de recirculation, les vitesses moyennes u et v et les contraintes de cisaillement de Reynolds sont supérieures pour un épi à 90° que pour les deux autres orientations. Les résultats suggèrent qu'il y a une plus grande probabilité d'une grandeur de fosse d'affouillement supérieure avec une bonne restauration de la berge adjacente à l'épi pour un épi avec une orientation de 90°. MIKE21 prédit bien la région de recirculation derrière l'épi et les résultats concernant la vitesse sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Mots clés : épis, contrainte de Reynolds, restauration de rivière, profileur de vitesses acoustique Doppler (ADVP), étude par éléments finis bidimensionnels, MIKE21

Characterization of flow structure around spur dikes with varying orientation: laboratory and two-dimensional finite element model results

Marie-France DUPUIS, R.W. Jay LACEY and Bertrand CÔTÉ

Université de Sherbrooke, Faculté de Génie, Département de génie civil, 2500 boul. Université, Sherbrooke (Québec), CANADA, J1K 2R1

Abstract

Spur dikes are commonly used for river bank stabilisation and fish habitat restoration measures. The effectiveness of their implementation depends on many factors (e.g., structure geometry, contraction ratio, river geometry, flow conditions, bed type). The protrusion angle (i.e., orientation) has been shown to have a marked effect on local flow structure, yet ambiguity exists in the literature on the optimal orientation of spur dikes. The current study investigates the effect of spur dike orientation on flow structure. Experiments were conducted in an open-channel tilting flume 0.5 m wide and 7.5 m long where three spur dike orientations (135°, 90° and 45°) were studied over a range of discharges. An Acoustic Doppler Velocimeter Profiler (ADVP) was used to measure the three instantaneous velocity components. The experiments were also modeled with the two-dimensional hydrodynamic model MIKE21 from the Danish Hydraulic Institute (DHI) in Denmark. The recirculation region, mean u and v component velocities and the Reynolds shear stress are larger in extent and magnitude for the 90° oriented spur dike than for the two other orientations. The results suggest that there is a higher probability of a bigger scour hole and a higher probability for a good adjacent bank restoration to occur with a 90° orientation. MIKE21 predicts well the recirculation region behind the spur dike and the velocity results are in good accordance with the laboratory results.

Keywords: spur dike, Reynolds shear stress, river restoration, acoustic Doppler velocity profiler (ADVP), finite element modeling, MIKE21, computational fluid dynamics

1. Introduction

The morphology of many rivers has been extensively modified to satisfy human needs (e.g., to control floods, to produce energy and/or to facilitate transport [Harper *et al.* 1998]). Rivers were often straightened for agriculture drainage, navigation and roadways [Maddock, 1999]. These interventions affected the variability of water depths and velocities, both of which are important for biodiversity. For example, water depths influence both water temperature and luminosity; darker places with lower temperatures are used by fish to rest and to hide [Gordon *et al.* 1992]. Variations in velocity allow for the fish to have places to rest (low velocity) and increase water oxygenation. A combination of riffles and pools helps with the oxygenation of rivers [Gordon *et al.* 1992], and assures channel stability [Champoux *et al.* 2003].

River restoration is commonly undertaken to mitigate the impacts of human activity in streams [Kondolf *et al.* 2008]. In the United States, over 1 billion USD are spent annually on river restoration projects [Bernhard *et al.* 2005]. In practice, restoration measures currently used are: structural bank stabilisation, bioengineering, and redirectional structures [Johnson, 2001; Sudduth and Meyer, 2006; Radspinner *et al.*, 2010]. Structural bank stabilisation (e.g., rip-rap, gabions, mattresses, retaining walls) are often constructed with angular rocks or concrete [Julien, 2002] which can be expensive if the area of intervention is large. This technique is also criticized because rip-rap or structural stabilisation made out of concrete tends to aggravate the erosion downstream of the intervention [Henderson, 1986]. Bioengineering consists mainly in restoring the bank with geotextile material and vegetation [Sudduth, 2006]. However, bioengineering is only effective to the symptom effects (bank erosion) while not reducing the local cause of the problem (i.e., bank impinging flow), as mentioned by Sudduth (2006), which is also true for rip-rap. Redirectional structures are able to directly influence the flow impinging on the bank and to deviate the flow towards the

middle of the channel. There are many types of redirection structures: spur dikes, groins, weirs, vanes [Julien, 2002]. These structures are not only used for bank stabilisation, but also for enhancing fish habitat by creating pools [Kuhnle, *et al.*, 1999].

Of the preceding redirection structures, spur dikes are known to be efficient when used in low-land meandering rivers. This type of river is common in the Netherlands and in Germany and many laboratory experiments have been conducted on spur dikes investigating their influence on flow dynamics, sediment transport and bed shear stress [Kuhnle *et al.* 2002; Biron *et al.*, 2004; Uijttewaai, 2005; Duan and Nanda, 2006; Thiemann *et al.* 2008]. Among the parameters used in the design of spur dikes, projection length, orientation, height and spacing (when there is more than one spur dike), appear to be most important for the creation of scour holes and current redirection [Kuhnle *et al.* 2002; Biron *et al.* 2004; Radspinner *et al.* 2010].

Kuhnle *et al.* (2002) compared the local scour created by trapezoidal spur dikes of varying angles (45°, 90°, 135°) over a sand bed. Their results show that the 135° oriented spur dike (i.e., angled upstream) causes a more elongated scour hole extending further upstream and downstream than the two other spur dike orientations. Conversely, the study of Biron *et al.* (2004; 2005) suggests that between three different paired spur dike orientations (45°, 90°, 135°), the 90° paired spur dikes create the largest scour hole and have a greater impact on mean u and v component velocities and on bed shear stress. It was also found that the sediment leaving the scour holes forms a sand bar downstream where the vertical w velocity is positive suggesting a link between positive w and sedimentation (Biron *et al.* 2005).

Uijttewaai (2005) conducted laboratory experiments on multiple spur dikes in a straight laboratory flume. The author used particle tracking velocimetry (PTV) to investigate both non-submerged and submerged perpendicular spur dikes (90°). Different shapes were

studied by varying the spur dike's edge slope for the spur dikes. Uijttewaai (2005) suggests that small changes in spur dike geometry/slope face have a large impact on flow structure and subsequently river morphology, sediment transport and dispersion. Duan *et al.* (2009) experimented on an emerged spur dike with a length of one third of the flume width (contraction ratio = 0.33). The velocities were taken with an acoustic Doppler velocimeter (ADV) at 25 Hz over a mobile bed. The authors observed values of principal Reynolds shear stress, $-\rho\overline{u'w'}$, behind the spur dike to be three times greater in magnitude than in the approach section. With the exception of the recirculation zone $-\rho\overline{u'w'}$ was found to be positive facilitating the development of the scour hole ($-\rho\overline{u'w'}$ was negative in the recirculation zone).

Several studies have applied CFD to predict/validate the behaviour of the flow around obstructions such as spur dikes, paired deflectors or cubes. Two-dimensional (2D) hydrodynamic models based on depth-averaged Reynolds approximation of the Navier-Stokes equations have been used to validate laboratory experiments with a spur dike and to plan interventions in rivers [Duan and Nanda, 2006]. The 2D model used by Duan and Nanda (2006) was able to reproduce the flow circulation zones and the sediment concentration at the Iroquois River and Kankakee River confluence as well around spur dikes. The study concludes that spur dikes longer than one third of the channel width (contraction ratio = 0.33) would obstruct the flow too much and would not allow sediment to pass through the spur dike cross-section. There has been some criticism in the literature over the use of 2D models, suggesting that three dimensional (3D) models can more accurately predict velocity distributions and recirculation around obstructions [Shen, 2008]. It is further suggested that 2D models do not respond to topographic variations as well as three dimensional models [Lane *et al.* 1999].

Three dimensional numerical models have also been used to investigate velocities and the turbulence around spur dikes. Using a 3D numerical model (Reynolds-averaged Navier-Stokes

equation), Nagata *et al.* (2005) reproduced the general flow circulation from a laboratory experiment with velocity vectors. Haltigin *et al.* (2007a) modeled three different rectangular paired deflectors using the 3D computational fluid dynamics (CFD) software PHOENICS (developed by CHAM, UK). The results show that a 90° paired deflector forms a larger scour hole than deflector angles of 135° and 45°. Their results also suggest that the scour hole geometry is directly related with negative (towards the bed) w velocity. Haltigin *et al.* (2007b) used laboratory flume experiments to validate a 3D hydrodynamic model (PHOENICS) for flow around paired deflectors. For paired deflectors with two different contraction ratios, the authors obtained correlations between model versus observed velocity values ranging from 30.5% to 94.8% for u , v and w velocity. Haltigin *et al.* (2007b) predicted that between 30°, 45°, 60°, 75°, 90°, 105°, 120°, 135° and 150° oriented paired deflectors, the 75° paired deflector would cause the most important nose velocity with a ratio of amplification higher than 2.1. Kuhnle *et al.* (2008) performed CFD simulations on perpendicular (90°) submerged spur dikes to investigate the recirculation area, bed shear stress and local scour. The authors found that the maximum bed shear stress adjacent to the deflector was 2.7 times higher than the bed shear stress obtained at the approach section. They also obtained a small recirculation area of 1.6 times the spur dike length.

The characteristics of the flow structure and sediment transport (i.e., scour hole location) around spur dikes remain difficult to predict and this is mainly due to the sensitivity of the flow to varying dike geometries (length, shape, height, orientation). Discrepancies remain in the literature on the relative importance of certain geometries. Haltigin *et al.* (2007b) suggest that 75° deflectors cause the greatest flow acceleration around the deflectors. Kuhnle *et al.* (2002) suggest that 135° spur dikes create the largest scour holes, while Biron *et al.* (2004) and Haltigin 2007a conclude that 90° deflectors are susceptible to create more scour than deflectors of other angles. Discrepancies may be rated to the fact that much of the past research has focused on paired deflectors instead of single (isolated) spur dikes. While paired deflectors have been investigated using both physical and numerical experiments [Biron *et*

al. 2004; Biron *et al.* 2005; Haltigin *et al.* 2007a; Haltigin *et al.* 2007b], there appears to be little work combining numerical and physical modeling on single isolated spur dikes. The current study was undertaken to clarify the relative importance of spur dike geometry (protrusion angle) on flow using both physical and numerical modeling. An acoustic Doppler velocitmeter profiler (ADVP) was used to characterize instantaneous velocities around an isolated wall mounted rectangular spur dike with three different projection angles in a tilting open channel flume. The experiments were then modeled with the commercial 2D hydrodynamic model MIKE21 (by DHI, Denmark) to assess the accuracy of a 2D numerical model for predicting flow structure around surface protruding spur dikes.

2. Methodology

2.1. Laboratory

The experiments were conducted in a 7.6 meter long, 0.5 meter wide glass-walled tilting flume in the Civil Engineering Hydraulics Laboratory at Université de Sherbrooke. A honeycomb was installed at the flume entrance to reduce turbulent fluctuations induced by the entrance conditions. The flow depth was controlled by an adjustable tail gate. Plexiglas rectangular spur dike models were constructed with three different angles: 45°, 90° and 135° (Figure 23). The spur dikes were 0.10 m long, 0.20 m high and 0.05 m thick for a contraction ratio of 0.2. According to Lagassé *et al.* (1995), the maximum contraction ratio must be set to 0.2. Above this value the results regarding bank protection are diminished [Lagassé *et al.* 1995]. The spur dikes used in the present study protruded above the water surface. Submerged spur dikes (also commonly called weirs [Julien, 2002]) generate further flow complexity which the present study did not aim to characterize. For each experimental run, a spur dike of a given angle was placed against one side of the flume in the working section 5.2 m downstream from the flume entrance.

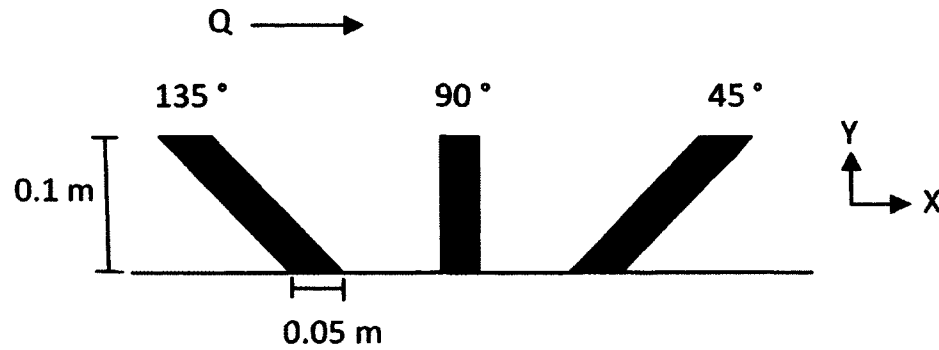


Figure 23 : Top view of spur dike shape and orientation.

An acoustic Doppler velocity profiler (ADVP) (Vectrino II manufactured by NortekUSA, Maryland, USA) was used to obtain 3 component velocity measurements around the spur dike. The ADVP is able to measure a velocity profile with up to 30 positions (cells) simultaneously in the vertical z direction over a 0.03 m range located at a distance of 0.04 to 0.07 m from the tip of the ADVP transmitter. Preliminary ADVP measurements indicated better quality results were obtained by restricting the vertical profile sampling range from 0.04 m to 0.06 m from the transmitter (with 20 vertical cells). The following ADVP settings were used for the experiments: sampling frequency = 100 Hz, cell height = 0.001 m, range to first cell = 0.04 m, range to last cell = 0.06 m, velocity range = 0.4 m/s to 0.9 m/s, ping algorithm = adaptive (once), power level = high, number of samples per cell = 10 000. The instrument's adaptive ping algorithm was used as it resulted in less noisy data series due to sound reflections off the flume floor and sides. The adaptive ping algorithm adjusts the sound wave interval produced with the response obtained with the returning sound wave. The ADVP was placed on a supporting frame above the flume that enabled displacements in the longitudinal, x , lateral, y and vertical, z directions. For all data analysis, the right-hand rule coordinate system was used. The x direction is oriented with the u velocity, or streamwise direction, looking downstream; v velocity is aligned with the y coordinate (positive to the left) and the vertical velocity, w , is aligned in the z direction (positive upwards). The $(x, y, z) = (0,0,0)$ is located upstream on the right-hand side of the flume at the

bed. Care was taken to ensure that the ADVP was properly aligned with the flow. Experiments were undertaken with three flows: $Q_1 = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2 = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$ and $Q_3 = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$ at a constant water depth, H , of 0.12 m. The characteristics of the three flow conditions are given in Table 2. Bulk Reynolds numbers ($\bar{u}H/\nu$), where ν is the kinematic velocity, for the three different runs are 31 400, 36 700 and 39 000. Froude numbers (\bar{u}/\sqrt{gH}) are 0.355, 0.415 and 0.441.

Table 2 : Experiment characteristics¹

	Q	S	H	\bar{u}	Re	Fr
	m^3/s	m/m	m	m/s		
Q_1	0.023	0.0013	0.12	0.385	31 400	0.355
Q_2	0.027	0.0020	0.12	0.450	36 700	0.415
Q_3	0.029	0.0026	0.12	0.478	39 000	0.441

$Q_1=0.023 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_2=0.027 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_3=0.029 \text{ m}^3/\text{s}$

¹ The mean \bar{u} velocity is for position $z = 0.048 \text{ m}$ (40% of the water depth from the flume bottom) for every x, y position.

Data sampling locations (x, y) are given in Figure 24. There are a total of 10 different sampling positions in the x direction. The spur dike was placed at section 4 ($x=0.52 \text{ m}$). There are five positions in the y direction for each x position except for section 4. The y positions are spaced by 0.09 m. For each x, y position, a vertical profile was obtained covering a range from 0.001 m above the bed to a height of 0.065 m. Velocities above this height could not be sampled due to the required distance of the ADVP to the first sampling cell (i.e., 0.04 m) and the fact that the ADVP probe head must be submerged. In the vertical direction, the profile consisted of 80 sampling locations (Figure 25) with 4 overlapping regions of $\Delta z = 0.005 \text{ m}$. The overlapping regions resulted in 30 redundant velocity time series which were used to validate the data. For every (x, y) location indicated in Figure 24, 65 different z measurements were obtained. Velocities were sampled for 100 seconds at a frequency of 100 Hz, resulting in velocity time series of 10 000 instantaneous measurements. The same

sampling protocol was used for each spur dike orientation.

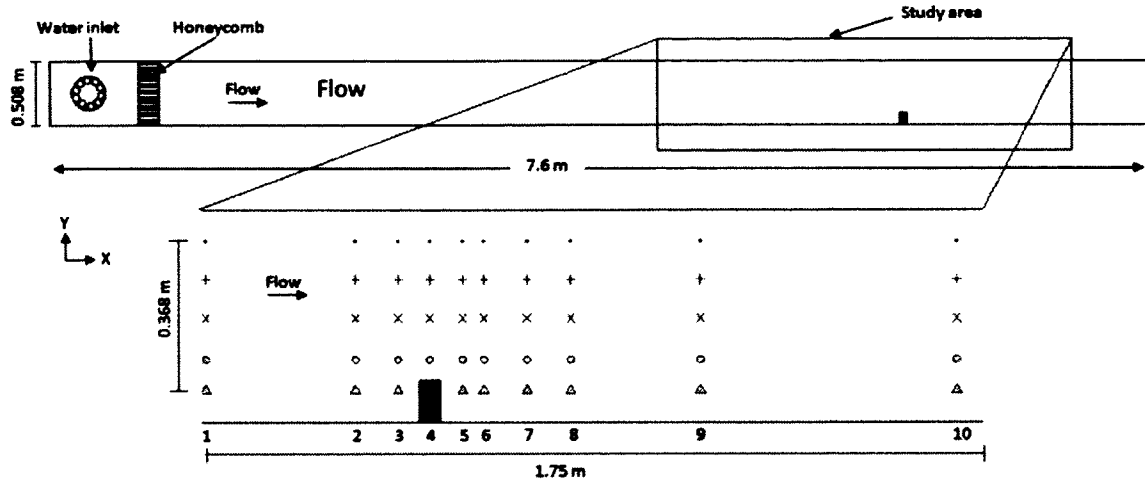


Figure 24 : Plan view of experimental sampling locations (the black rectangle represents a 90° spur dike and the other symbols represents the x, y data location where $\Delta = 0.076$ m; $o = 0.168$ m; $x = 0.260$ m; $+$ = 0.352 m; $\bullet = 0.444$ m Sections are located at x (m) = 0; 0.35; 0.44; 0.52; 0.60; 0.69; 0.79; 0.89; 1.19; 1.75.

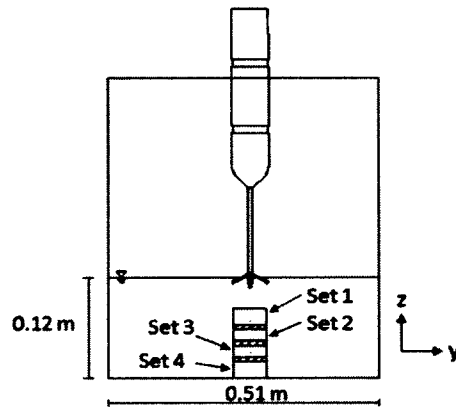


Figure 25 : Experimental vertical profiling data sets (not to scale)

A total of 3 600 velocity time series were obtained. The data series were filtered using a phase-space thresholding algorithm (Goring and Nikora, 2002). Spikes were replaced by linear interpolation of the data before and after the identified spike. The spikes were likely

caused by the surface reflection of the sound pulses off the steel bottom and glass walls of the flume. Overall, the signal correlation of all time series is equal to 95% with a signal-to-noise ratio (SNR) of 41. The following turbulence statistics were estimated from each velocity time series: mean velocities $(\bar{u}, \bar{v}, \bar{w})$, velocity standard deviation $(\sigma_u, \sigma_v, \sigma_w)$, Reynolds shear stresses $(-\rho\overline{u'v'}, -\rho\overline{u'w'}, -\rho\overline{v'w'})$ where $u' = u - \bar{u}$ and turbulent kinetic energy $(k = (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2})/2)$ and u component velocity spectra $(S_u(f))$. The 95% confidence intervals for the spectra were based on a χ^2 distribution with 12 independent rectangular windows [Bendat and Piersol, 1986]

2.2. MIKE21 modeling

MIKE21 is a two-dimensional depth averaged finite element model developed by DHI (Danish Hydraulic Institute, Denmark, an international independent organization. MIKE21 was used to model the each experimental setup under the three flow conditions. The model is based on the following forms of the mass conservation and momentum equations [DHI, 2007].

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad [\text{Eq. 16}]$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial(uq_x)}{\partial x} + \frac{\partial(vq_x)}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial x} = gh(S_{0x} - S_{fx}) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\delta(h\tau_{xx})}{\delta x} + \frac{\delta(h\tau_{xy})}{\delta y} \right) \quad [\text{Eq. 17}]$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial x} + \frac{\partial(uq_y)}{\partial y} + \frac{\partial(vq_y)}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial y} = gh(S_{0y} - S_{fy}) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\delta(h\tau_{yx})}{\delta x} + \frac{\delta(h\tau_{yy})}{\delta y} \right) \quad [\text{Eq.18}]$$

The mesh representing the flume geometry was formed by triangle elements with a resolution of 1 cm². The software requires the following characteristic inputs: eddy viscosity coefficient, initial conditions and boundary conditions. The eddy viscosity was directly imposed as a default constant value of 0.28 with the Smagorinsky formulation as recommended by DHI (2007) A few sensitivity tests were conducted and confirmed that varying that eddy viscosity value had little effect on the results. The upstream boundary condition for each run was set with the flow and the downstream boundary conditions with

the water level. The input characteristics for each run are given in Table 3.

Table 3 : Characteristics of the flume for input into the numerical model

	Q m ³ /s	Z_D m	\bar{u} m/s	H m	S %
Run 1	0.023	0.11	0.385	0.12	0.13
Run 2	0.027	0.11	0.450	0.12	0.20
Run 3	0.029	0.11	0.478	0.12	0.26

Q =Flow, Z_D =Water height downstream, \bar{u} =velocity in x direction, \bar{v} =velocity in y direction, S =Slope,

The roughness coefficient (Manning's n) for the bed resistance was determined from the Manning-Strickler equation $n=k_s^{1/6}/25.4$ where $k_s = 2.5D_{50}$ and k_s is the equivalent sand roughness. For the bed and the wall resistance, a mean roughness value between glass and the steel was used. The flume steel bottom, with blemishes of corrosion and paint, combined with Plexiglas walls, result in a value estimated at $n = 0.0125$.

3. Laboratory and model results

3.1. Velocity Profiles and shear velocities

The centerline mean u velocity profiles at Section 1 (the first section upstream, refer to Figure 24) for the three flow conditions are given in Figure 26. These profiles were obtained from the four vertical profiling data sets of data (refer to Figure 25). The boundary layer is logarithmic and there is an increase of \bar{u} between each profile (due to the increase in flow with each experimental run).

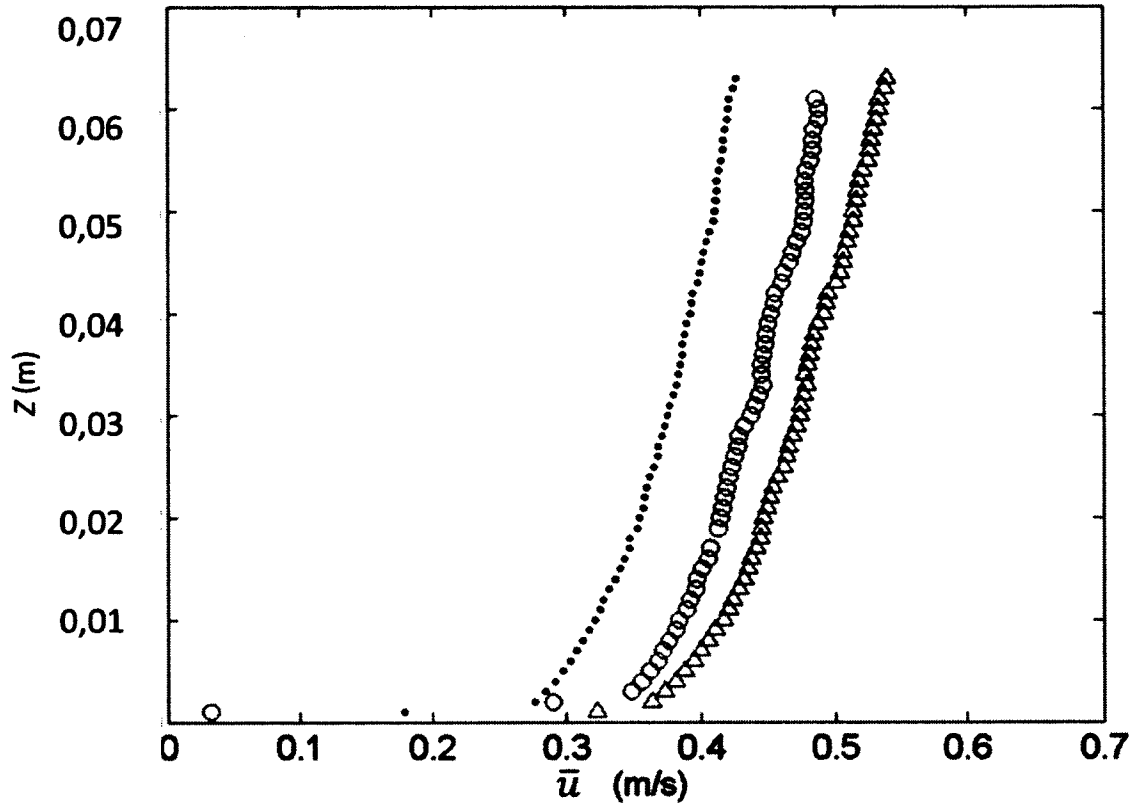


Figure 26 : Mean longitudinal velocity (\bar{u}) profile for every condition flow where • = 0.023 m³/s ; o = 0.027 m³/s; Δ = 0.029 m³/s

The wall normal spatial distribution of \bar{u} is presented in Figure 27 for all the x-z positions along the centerline of the flume (135° spur dike, $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$). The black lines show the contour of the spur dike. The velocities are higher than 0.6 m/s downstream of the spur dike ($x = 0.6$ to 1.8 m) and do not regain their upstream values within the extent of the sampling zone. Near the bed, downstream of the spur dike, \bar{u} values of $\pm 0 \text{ m/s}$ extend higher into the flow than upstream ($x = 0$ to 0.4 m).

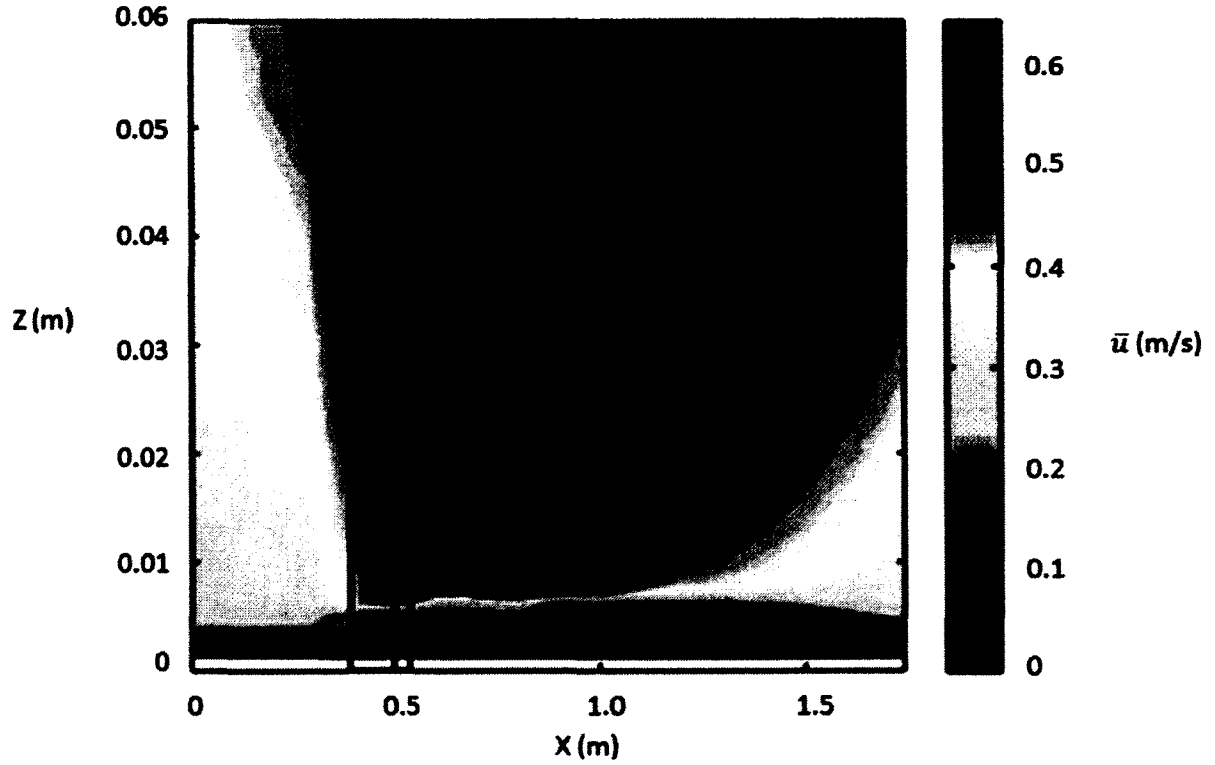


Figure 27 : Mean longitudinal velocity \bar{u} (m/s) at centerline y for $Q=0.023 \text{ m}^3/\text{s}$ (side view). Flow is from left to right. Black outline represents spur dike location

Over smooth beds there are generally two different flow and turbulence regions: an inner region and an outer region [Nezu and Rodi, 1986]. In theory, the inner region has a logarithmic velocity profile. The inner region occurs for $z \leq 0.2\delta$ where δ distance from the bed to where $\bar{u} = \bar{u}_{\max}$ [Kironoto and Graf, 1995]. In the present study it is assumed that $\delta = H$. The maximum height for the inner region for all profiles is 0.024 m. The velocity profile in the inner region can be represented by the smooth wall log-law equation:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{zu_*}{\nu} \right) + B \quad [\text{Eq. 19}]$$

where u is the velocity observed; u_* the friction velocity; κ is Karman's universal constant; ν the kinematic viscosity and B a numerical constant of integration. For smooth flat-plate boundary layer flows $B= 5.5$ and $\kappa = 0.41$ [Piquet, 1999]. The Clauser method [Piquet, 1999] was used to estimate u_* from Eq. 4 as is shown in Figure 28.

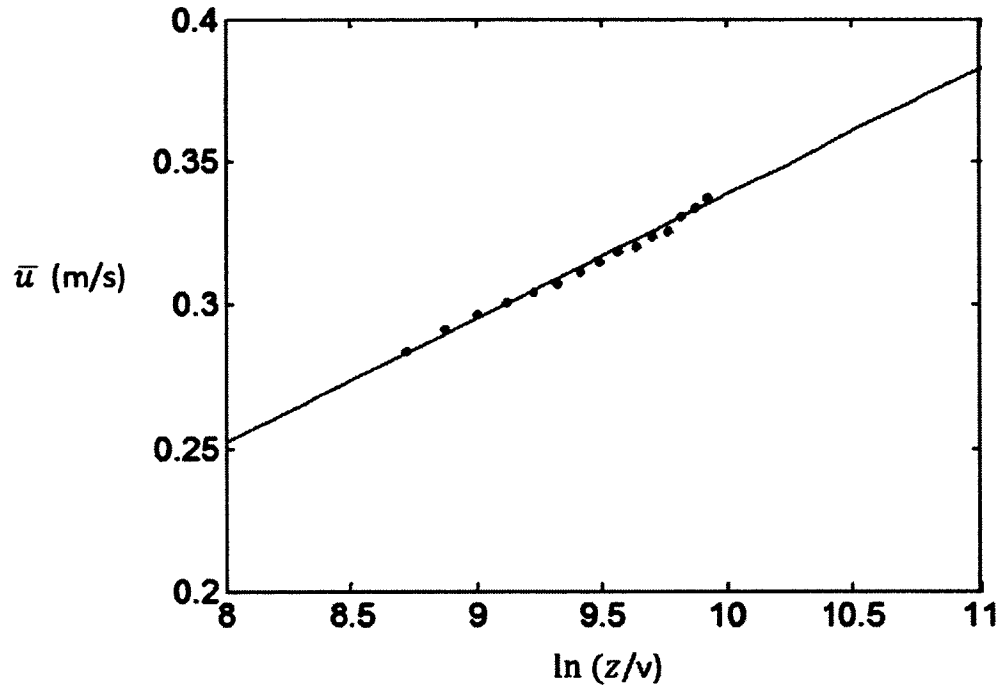


Figure 28 : Mean velocity profile \bar{u} versus natural logarithm of water depth to water kinematic viscosity ratio (section 1, centerline, $A= 90^\circ$, $Q=0.027 \text{ m}^3/\text{s}$)

The Reynolds shear stress distribution is approximately equal to the total shear stress τ away from the bed ($0.05 < z/\delta < 1$) as presented in Equation 20 and can be extrapolated to the bed to provide an alternative estimate of u_* [Kironoto and Graf, 1995].

$$\tau = \rho u_*^2 \left(1 - \frac{z}{\delta}\right) \cong -\rho \overline{u'w'} \quad [\text{Eq. 20}]$$

The most upstream centerline velocity profiles (Section 1) were used to estimate the bed shear stress with the log-law and the Reynolds shear stress distribution. The values are presented in Table 4 along with the constant of integration, B . The shear velocities estimated

from the Clauser method are in general 50% lower (from 0.0178 to 0.0236 m/s) than the bulk shear velocities estimated using the energy gradient ($u^* = \sqrt{gRS}$) going (from 0.0322 to 0.0485 m/s). The shear velocities estimated from the principal Reynolds stress distribution are 30% of the bulk shear velocity estimate and 70% of the Clauser method values. The constant of integration B varies from 7.8 to 17.9. Other studies investigating spur dikes have obtained similar values for the shear velocity. For example, Kuhnle *et al.* (1999) estimated u^* values of 0.0142 m/s to 0.0189 m/s, while Kuhnle *et al.* (2002) experiments were performed with u^* values ranging from 0.01305 m/s to 0.01917 m/s.

Table 4 : Estimated values of u^* obtained from Section 1 centerline profiles

Run	$u^*_{theo.} \times 10^2$ m/s	$u^*_{LOG} \times 10^2$ m/s	$u^*_{REY} \times 10^2$ m/s	B
Q_1D45	3.22	1.78	1.06	10.0
Q_1D90	3.22	2.04	1.16	7.8
Q_1D135	3.22	2.00	1.21	8.0
Q_2D45	4.85	1.59	1.31	8.6
Q_2D90	4.85	1.50	1.49	9.1
Q_2D135	4.85	1.88	1.43	8.4
Q_3D45	5.53	2.34	1.44	16.1
Q_3D90	5.53	2.36	1.49	17.9
Q_3D135	5.53	2.32	1.40	12.6

3.2. Spatial distributions of mean velocities

The spatial distributions of \bar{u} component velocities follow predictable trends. The \bar{u} spatial distribution is lower and even negative behind the spur dike and higher values are observed from the tip of the spur dike to the downstream end of the flume (due to flow constriction). The x-y plane spatial distributions of \bar{u} , at $z = 0.048$ m for the three spur dike orientations and three flow conditions are presented in Figure 29a. When comparing the three orientations of

spur dikes, the 90° spur dike appears to produce the highest \bar{u} velocity. The \bar{u} spatial distributions compare well with the numerical results of Biron *et al.* (2005) obtained with paired 90° deflectors. For all three spur dike orientations, it is with the smallest flow ($Q_1 = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$) that negative \bar{u} velocities extend furthest downstream and laterally. This is the region of recirculation and generally of sedimentation because of the small velocity magnitude [Tang *et al.* 2006]. The length of the recirculation zone (non-dimensionalized by spur dike length starting at the spur dike base) varies from $\Delta x^+ = 3.0$ to 5.9 for 135° and 45° spur dike respectively for flows Q_1 and Q_3 respectively and $\Delta x^+ = 8.9$ for 90° spur dike for all flows. Since recirculation zones are longer for smaller flows, it can be presumed that a too important flow would reduce the recirculation zones. The recirculation zones observed for the smallest flow (Q_3) are in accordance with Biron *et al.* (2005) who obtained recirculation zone length ratios of 6.6 and 5.8 for both 45° and 135° spur dikes and of 9.6 for the 90° spur dike.

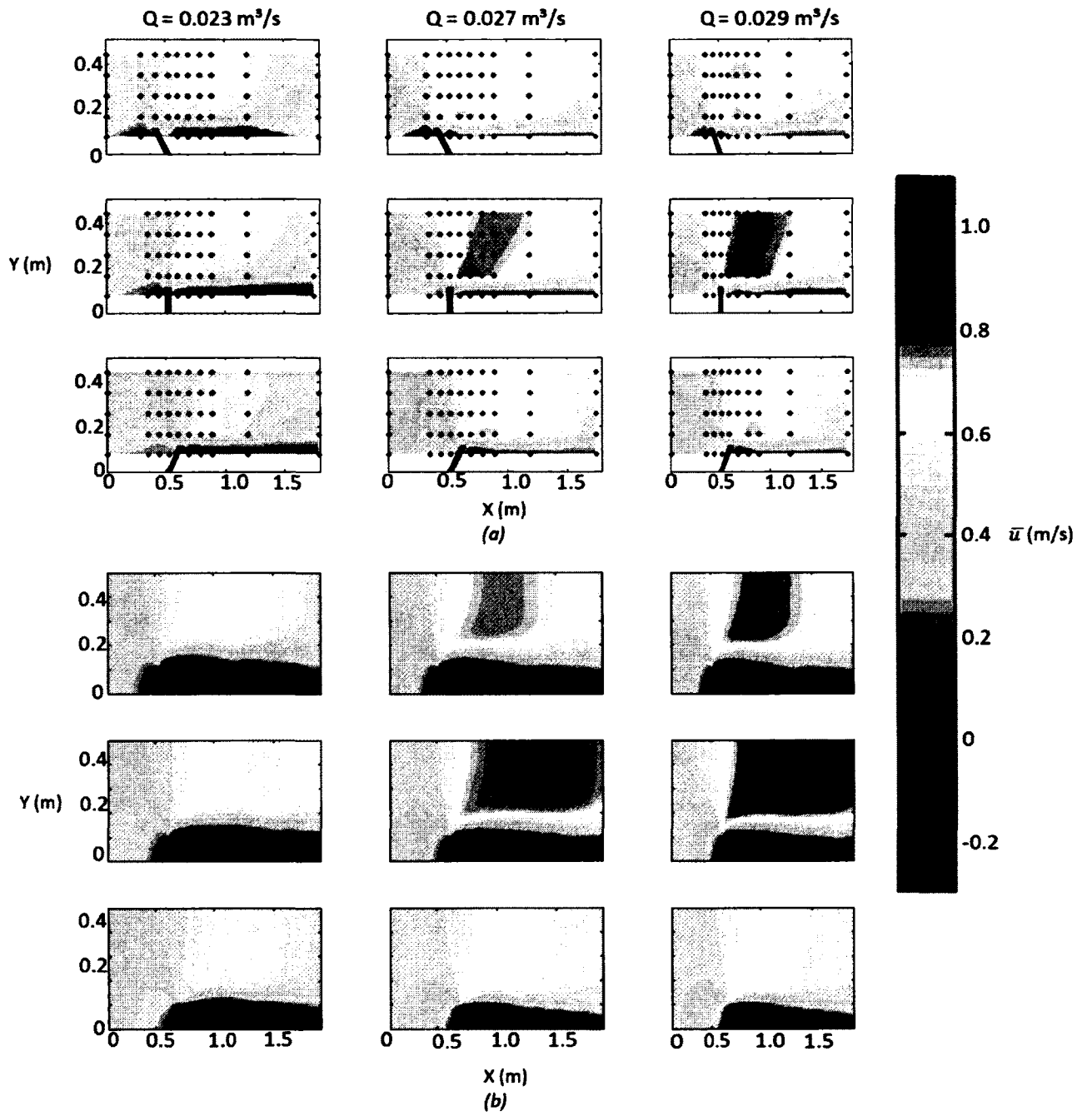


Figure 29 : Mean longitudinal velocity \bar{u} for $z=0.048$ m in the x - y plane (a) Laboratory results (b) MIKE21 results. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations

The numerical model \bar{u} results are in general concordance with the physical experiments and show an acceleration of the flow starting at the tip of the spur dike (Figure 29b). The magnitudes of \bar{u} are in general agreement with the laboratory results, yet the distribution of high \bar{u} seems to propagate slightly further downstream in the model's results. The model results show a clear recirculation area behind each spur dike orientation. The model predicts a recirculation zone (determined by negative or zero \bar{u}) with a length of $\Delta x^+ > 10$ for all flows and spur dike orientations (at $y = 0$). Similar to the laboratory results, the model shows that the recirculation zone is greatest for the lowest flow (Q_1). Also in agreement with the experiments, the model suggests that the 90° oriented spur dike is the most influential in terms of generating high \bar{u} (with values over 0.7 m/s) over an extended region.

Between the three spur dike orientations, the laboratory results indicate that lateral mean velocities (\bar{v}) are highest for the 90° spur dike (Figure 30a). \bar{v} recovers to upstream values over a shorter distance for the 135° spur dike. The 45° spur dike generates lower magnitude \bar{v} than the other two other spur dike orientations. The 135° spur dike has more influence upstream and the 45° spur dike affects \bar{v} farther downstream. The numerical model results agree relatively well with the laboratory results showing similar \bar{v} values and spatial patterns (Figure 30b). For example, high magnitude positive \bar{v} is observed on the upstream tip of the spur dike. While the region of negative \bar{v} behind the laboratory spur dike does not extend across the channel as with the numerical results.

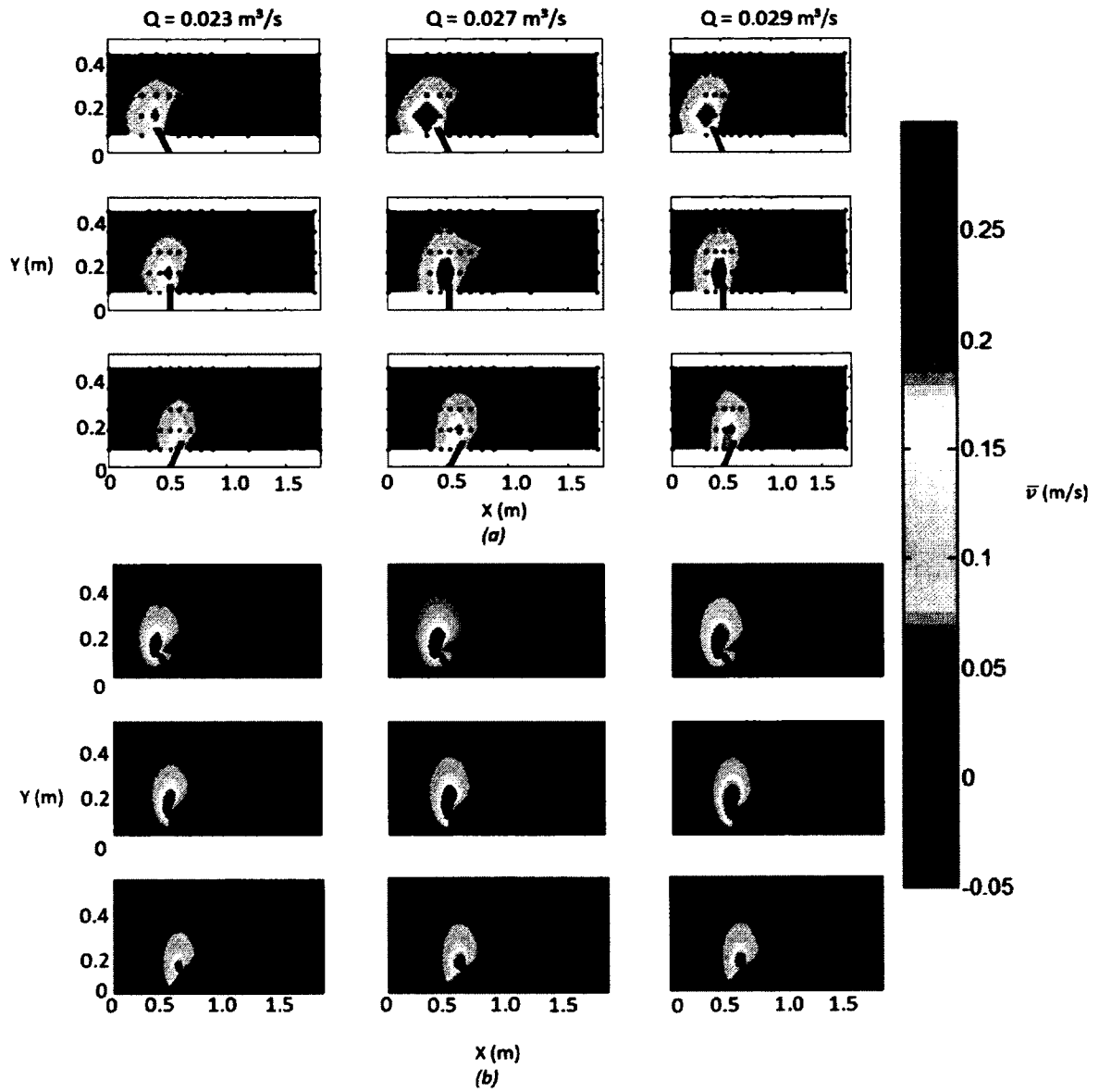


Figure 30 : Mean lateral velocity (\bar{v}) in m/s for $z=0.005$ m in the XY view (a) Laboratory results (b) MIKE21 results. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations

The spatial distributions of \bar{w} for the high flow laboratory experiments are presented in Figure 31. The spatial patterns of \bar{w} at the medium and low flows show similar trends so only the high flow run is presented here.

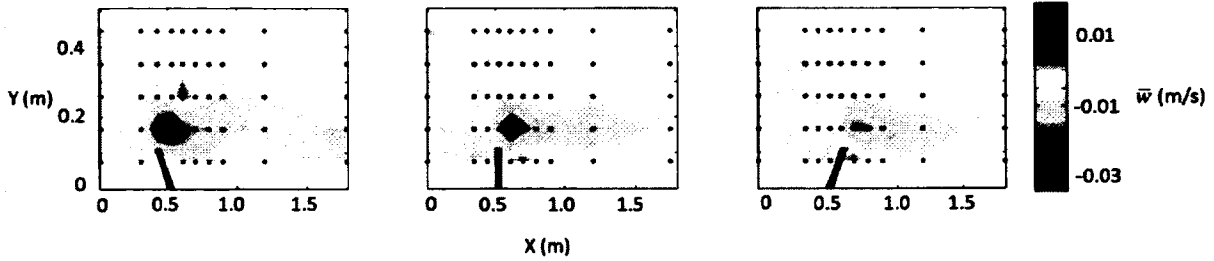


Figure 31 : Mean vertical velocity (\bar{w}) m/s for $Q=0.023 \text{ m}^3/\text{s}$ at $Z=0.005 \text{ m}$ in the XY view. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations.

All orientations generate negative \bar{w} close to the tip of the spur dike and a positive \bar{w} directly upstream. This effect is more pronounced for the 135° spur dike. The magnitude of \bar{w} was found to increase with increasing flow for the 90° spur dike (not shown). The 45° spur dike generates lower values of \bar{w} adjacent to the dike tip. These results compare relatively well with the spatial distribution of \bar{w} found by Biron *et al.* (2005). Although the zone of negative \bar{w} is not as elongated as in the study by Biron *et al.* (2005), \bar{w} was found to be negative at the deflector tip. Table 5 compares the maximal experimental mean velocities for the three spur dike orientations and flows. The maximal experimental \bar{u} and \bar{v} recorded were obtained with the 90° spur dike for the high flow ($Q_3 = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$). For all flows, the 135° spur dike induces the lowest \bar{u}_{\max} and the highest \bar{w}_{\max} . The lowest \bar{v} occurred adjacent to the 45° spur dike.

Table 5 : Maximal experimental mean velocities for all runs

Run	\bar{u}_{max}	\bar{v}_{max}	\bar{w}_{max}
	m/s	m/s	m/s
Q_1D45	0.654	0.134	0.000
Q_1D90	0.656	0.133	0.002
Q_1D135	0.625	0.113	0.013
Q_2D45	0.827	0.168	0.007
Q_2D90	0.862	0.178	0.010
Q_2D135	0.807	0.157	0.018
Q_3D45	0.838	0.143	0.007
Q_3D90	0.887	0.180	0.009
Q_3D135	0.823	0.162	0.013

Note: The number following the Q letter is a sequential number associated with the flow ($1=0.023 \text{ m}^3/\text{s}$, $2=0.027 \text{ m}^3/\text{s}$ and $3=0.029 \text{ m}^3/\text{s}$) and the number following the D letter is the orientation in degrees,

3.3. Turbulent kinetic energy

The turbulent kinetic energy (k) represents the energy of the turbulent fluctuations per unit of mass [Wilcox, 1998]. The spatial distributions of k for the smallest flow (Q_1) shows that 135° and 90° spur dikes were found to generate markedly more turbulence than the 45° spur dike (Figure 32). Furthermore the 45° spur dike shows little influence downstream. Compared to the 135° spur dike, the 90° spur dike induces higher k values ($k > 0.04 \text{ m}^2/\text{s}^2$) downstream. The 135° spur dike has an effect directly behind the spur dike where it is higher ($k > 0.04 \text{ m}^2/\text{s}^2$) and seems to dissipate to background levels ($k < 0.005 \text{ m}^2/\text{s}^2$) by the end of the sampling section. On the other hand, k values for the 90° spur dike remain high up to the end of the sampling region ($x = 1.75 \text{ m}$). This result is in agreement with the study of Biron *et al.* (2005), where it was found that k values are elevated further downstream for the 90°

paired deflectors compared to the 135° and 45° deflectors.

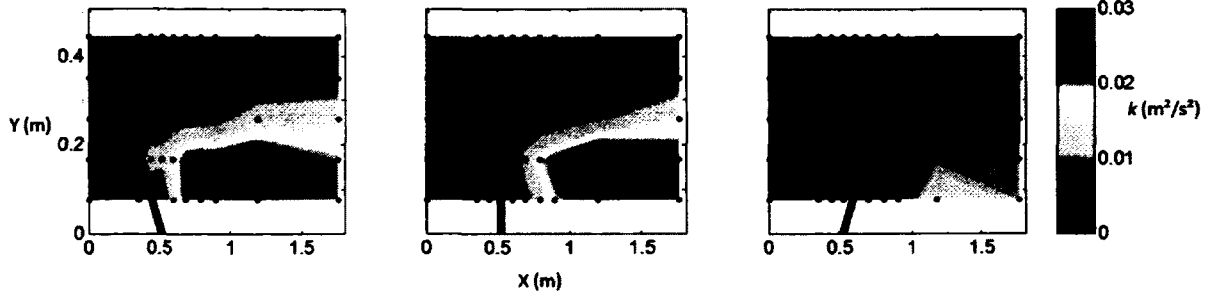


Figure 32 : Turbulent kinetic energy (k) for orientation: 135°, 90°, 45° and for $Q=0.023 \text{ m}^3/\text{s}$, $z=0.007\text{m}$ Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations

3.4. Reynolds shear stresses

Reynolds shear stresses represent the turbulent momentum flux within the fluid. The near-wall spatial distributions of uv Reynolds shear stress ($-\rho\overline{u'v'}$) presented in Figure 33 show that the highest values are located directly behind the spur dike ($y = 0.076 \text{ m}$). These results compare well with Biron *et al.* (2005) where turbulence intensity was highest in the wake downstream, near the wall. Their experiments were performed with paired deflectors and the spatial distributions of $-\rho\overline{u'v'}$, $-\rho\overline{u'w'}$, $-\rho\overline{v'w'}$ similar up to the y -axis of symmetry. On the lee side of the spur dike, $-\rho\overline{u'v'}$ values are positive with high values occurring further downstream. The spatial distributions of the principal shear stress, $-\rho\overline{u'w'}$, shows elevated positive values upstream of the spur dike and negative elevated values in the recirculation zone. The trends in the spatial distribution of $-\rho\overline{u'w'}$ are similar to those found by Duan *et al.* (2009) around a 90° spur dike. Values of $-\rho\overline{v'w'}$ are generally near zero throughout the sampling area with the exception of locations directly downstream of the spur dike.

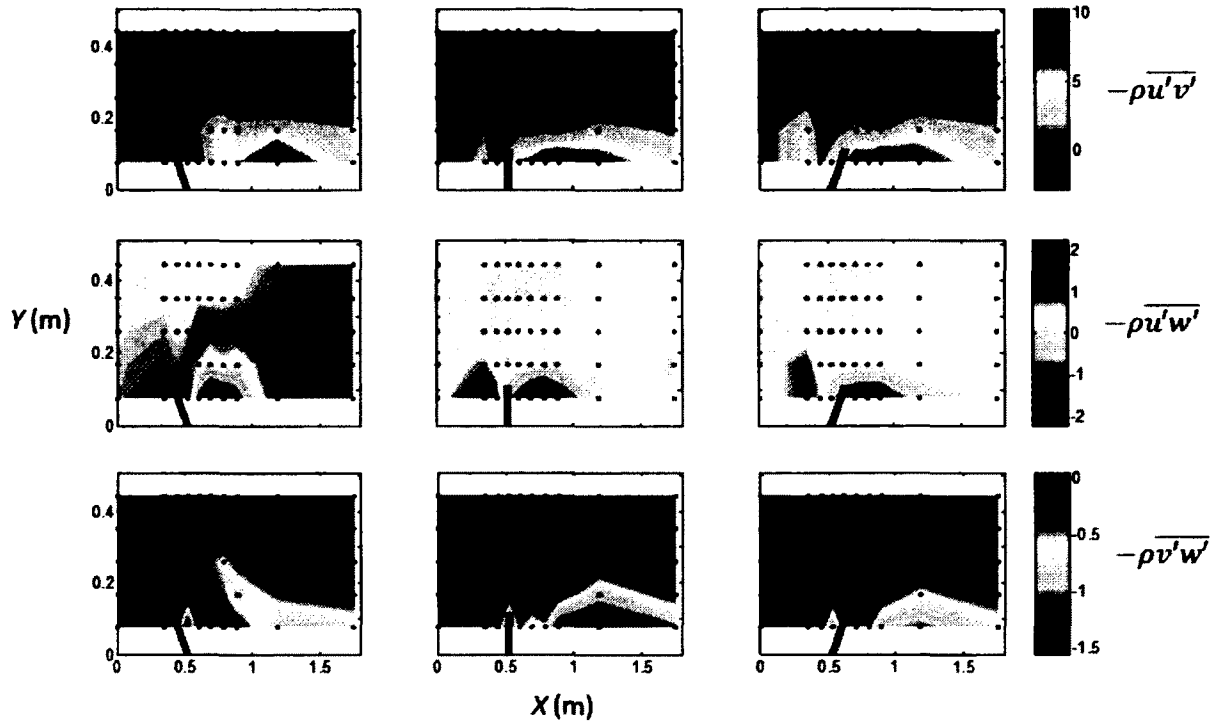


Figure 33: Reynolds shear stresses $-\overline{\rho u'v'}$, $-\overline{\rho u'w'}$, $-\overline{\rho v'w'}$ for $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$ and for orientation: 135° , 90° , 45° , $z = 0.007 \text{ m}$. Flow is from left to right in each subfigure. Thick black line represents spur dike location. Black dots represent measurement locations

3.5. Spectral Analysis

Velocity spectra give a scale-dependent description of the turbulent energy in the flow where energy is transferred from large vortices with low frequency to small vortices of higher frequencies. Figure 34 shows the u velocity spectrum for a single location directly downstream of the 90° spur dike at section 5 ($x = 0.060$, $y = 0.076 \text{ m}$, $z = 0.058 \text{ m}$). The spectrum can be seen to follow the Kolmogorov $-5/3$ power law in the high frequency region. This corresponds well with the peak in the power spectrum is seen to occur at 0.4 Hz . This frequency corresponds well the expected shedding frequency ($f = 0.3 \text{ Hz}$), based on a Strouhal number of 0.2 ($St = fL/u$).

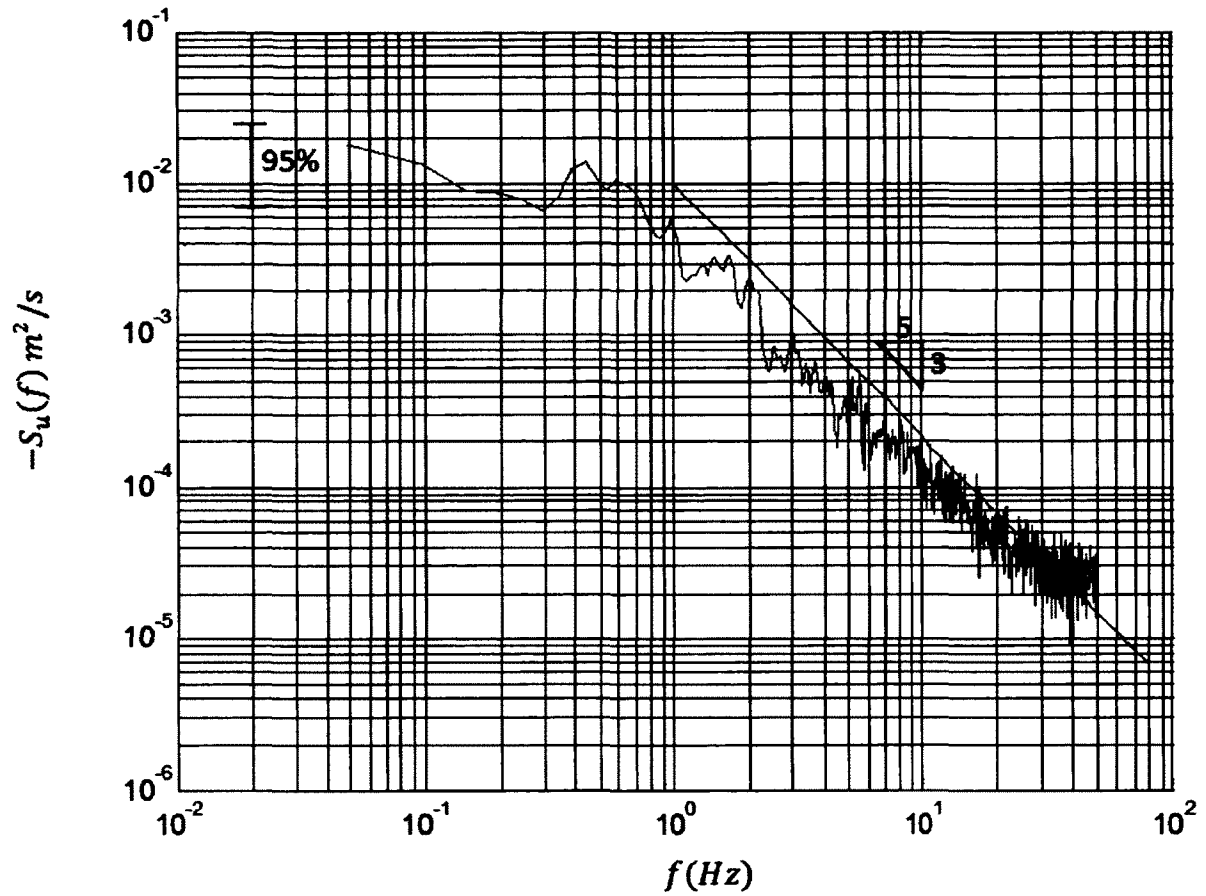


Figure 34 : Longitudinal velocity spectrum ($S_u(f)$) for orientation 90° , $x = 0.79$ m, $y = 0.076$ m, $z = 0.058$ m, $Q = 0.029$ m³/s

3.6. Discussion

The spatial distribution of mean velocities shows that the 90° oriented spur dike accelerates \bar{u} and \bar{v} velocities significantly more when compared with the 135° and 45° spur dike orientations. Given that velocity is an important flow variable influencing scour and sediment transport [Jiang *et al.* 2011], the results have important implications for sediment transport. The results imply that a 90° oriented spur dike will likely to produce a larger scour hole than the other two spur dike orientations since the velocities are of greater magnitude and extend over a larger surface area. This conjecture is in accordance with the results of the study conducted by Biron *et al.* (2004), which showed that paired deflectors with a 90° orientation

produced a larger scour hole than paired deflectors with a 45° or 135° orientation. On the other hand, these results contradict those of Kuhnle *et al.* (2002), which concluded that 135° spur dikes produced larger scour holes than spur dikes with different orientation. As mentioned by Biron *et al.* (2004), this might be due to variations in spur dike morphology. The present experiments were conducted with vertical spur dikes (similar to Biron *et al.* (2004) who used vertical paired plates). Kuhnle *et al.* (2002) on the other hand used a single trapezoidal block.

The high distribution of \bar{u} near the opposite wall of the spur dike ($y = 0.5$ m) may indicate that the use of a spur dike with a length of 20% of the channel width (contraction ration of 0.2) could lead to increased erosion of the unprotected opposite bank. Indeed, even if k was found to be minimal along the opposite bank, the velocity is relatively high ($\bar{u} = 0.50$ m/s; 0.70 m/s and 0.75 m/s) when compared to spatially averaged velocities ($\bar{u} = 0.39$ m/s; 0.45 m/s and 0.48 m/s) for Q_1 , Q_2 and Q_3 , respectively. The \bar{v} distribution for the 45° spur dike shows smaller velocities than the 90° and the 135° \bar{v} distribution. Spur dikes appear to only affect \bar{v} locally as acceleration located at the upstream corner of the spur dike is very punctual and \bar{v} returns to upstream values within a short distance downstream.

As with the laboratory results, the numerical model shows important differences in the mean velocity spatial distributions depending on spur dike orientation. The 90° oriented spur dike is seen to have the most influence on the flow: \bar{u} is higher over a larger spatial zone than for the two other of spur dike orientations. This concurs with the study by Biron *et al.* (2005) on the three dimensional flow dynamics around paired deflectors. For both heights of water studied, Biron *et al.* (2005) found that the 90° deflectors induced higher velocities over a larger spatial area. MIKE21 represents well the influence of the spur dikes and shows similar trends as the experimental data suggesting that a 2D numerical model could be used as tool for spur dike design.

Figure 8 shows negative \bar{w} around the deflector tip, which corresponds more to Biron *et al.* (2005) results for the overtopping condition. For example, Biron *et al.* (2005) showed that for the 90° and 45° spur dike orientations \bar{w} is negative near the tip of the deflector when the deflector is overtopped. However, Biron *et al.* (2005) results for the water surface protruding deflector condition showed that \bar{w} is positive or barely negative. This contradiction in results can be attributable to the difference of flow between the experiments. Biron *et al.* 2005 had an upstream flow below 0.01 m³/s and the smallest flow of this experiment is 0.023 m³/s, more than twice Biron *et al.* 2005 flow.

The spatial distribution of k shows that the influence of the spur dikes on flow is more important further downstream (starting at $x = 0.79$ m) for a 90° spur dike. Similarly, Biron *et al.* (2005) found elevated values of k further downstream for 90° paired deflectors. For the present study, the 45° spur dike was found to influence k to a lesser extent. For non-submerged deflectors, Biron *et al.* (2005) 45° paired deflectors show values of k less important than 90° paired deflectors k values but very similar 135° paired deflectors k values.

Reynolds shear stresses $-\overline{\rho u'v'}$, $-\overline{\rho u'w'}$ and $-\overline{\rho v'w'}$ are of greater magnitude behind the 90° spur dikes and are respectively 11.1, 4.4 and 4.5 times higher than upstream values (at Section 1 ($x = 0$ m)). This increase in $-\overline{\rho u'w'}$ is similar to that found by Duan *et al.* (2009) who observed an increase of 3 times upstream values of $-\overline{\rho u'w'}$. Elevated values of $-\overline{\rho u'w'}$ extend much farther downstream from the 90° than for the 135° and 45° oriented spur dikes (e.g., $\Delta x^+ = 6$ for the 90° spur dike compared to $\Delta x^+ = 4$ and $\Delta x^+ = 2$ for the 135° and 45° spur dikes respectively). Given that near-bed Reynolds shear stresses are indicative of scour potential, our results suggest that the 90° spur dikes would cause more extensive scour than the other spur dike orientations. The spatial distribution of Reynolds shear stresses ($-\overline{\rho u'v'}$,

$-\overline{\rho u'w'} - \overline{\rho v'w'}$) suggests that scour may occur at position $y = 0.076$ m behind the spur dike (see Figure 1). This is comparable with Kuhnle *et al.* (2002)'s scour hole results, which show that the scour hole is located all around the spur dike and extends downstream, for the three different angled spur dikes.

The results show that the recirculation zone is longer in extent for a 90° spur dike. Biron *et al.* (2005) have obtained a much lower recirculation zone length with paired deflectors. Compared with the recirculation zone lengths of $\Delta x^+ = 5.8$ to 9.6 found in the present study, for a mobile bed run, Biron *et al.* (2005) obtained recirculation lengths ratios of $\Delta x^+ = 0.8$ to 3.6. Nevertheless, the highest ratio in Biron *et al.* (2005) still obtained with the 90° spur dike (ratio of 3.6). Therefore, these results (present study and Biron *et al.* (2005)) suggest that the 90° spur dike has more effect on the recirculation zone than 45° or 135° spur dikes. The experimental and numerical results show that the recirculation area is greater in extent for the low flow ($Q_1 = 0.023$ m³/s) than for the high flow ($Q_3 = 0.029$ m³/s) runs. Furthermore, the numerical model appears to demonstrate that the 90° spur dike creates a larger recirculation zone than 45° spur dike in a similar way than the laboratory results. The larger recirculation area would potentially protect a greater region of the adjacent bank from scour. The recirculation areas estimated by the numerical model show general agreement with Kuhnle *et al.* (2008) for flow near a submerged spur dike.

3.7. Conclusion

Laboratory flume experiments were conducted on rectangular surface protruding spur dikes with three orientations (135°, 90° and 45°). The results show that the 90° spur dike has a greater influence on the flow structure than the 135° and 45° spur dikes. The results imply that 90° spur dikes have a greater scour potential away from the bank than the 135° and 45° spur dikes. Moreover, Reynold shear stresses indicates that scour holes occurs in the back of the spur dike and are more important for the 135° spur dike. The 90° spur dikes were found to have the largest recirculation zones which would potentially protect the adjacent bank to a greater extent than the 135° and 45° spur dikes. The 2D numerical model simplifies the process of modeling compared to 3D numerical models. It has been shown that MIKE21, a 2D numerical model, can loyally reproduce experimental results. Although the \bar{u} were a little overestimated by MIKE21, the general velocity pattern is very similar to the velocity pattern observed in the flume. Since we are able to recreate laboratory experiment with MIKE21, a 2D numerical model, it seems that 2D numerical modeling could be adequate for modeling field situation such as river restorations. Future experiments should compare the effect of spur dike geometry (plate, trapezoidal, etc.) and material (Plexiglas, wood, rip-rap etc.) in order to obtain more design guidelines. Moreover, it would be very interesting to experiment with different size of bed material to compare the actual sediment transport with the velocity pattern and other parameters ($-\rho\overline{u'v'}$, k , etc.)

Acknowledgments

This research was financially supported with the help of Hydro Québec and the Université de Sherbrooke's institutional scholarships. For their help and time, thanks to the technicians: Claude Aubé and his team, to the trainees: Laurie Vincent and Sandra Williams. The authors wish as well to thank Nicolas Alarie for technical assistance.

4 PRÉCISION SUR LA MÉTHODE EXPÉRIMENTALE

4.1 Installation de l'appareil de mesure

Un support pour ADVP a été conceptualisé à l'aide du logiciel SolidWorks. Le support permet de déplacer l'appareil précisément sur la largeur du canal et permet de faire varier sa hauteur de façon toute aussi précise. Le support a été installé sur un système sur roues qui lui permettait l'appareil d'être déplacé sur l'entière longueur du canal.

De plus, ce support avait comme objectif d'assurer le bon enlignement de l'ADVP. Une erreur d'enlignement d'un seul degré aurait faussé les résultats et aurait demandé une correction des données, soit une étape supplémentaire de calcul dans MATLAB. Il est très important que l'appareil aie ses quatre récepteurs orientés dans le bon axe puisqu'ils mesurent chacun une vitesse dans un axe donné (x , y et z). Le récepteur 1 mesure la vitesse u en x , le récepteur 2 mesure la vitesse v en y , et les récepteurs 3 et 4 mesurent tout deux la vitesse w en z . Le support a été fabriqué à l'Université de Sherbrooke par des techniciens en génie mécanique et est présenté à la figure suivante.



Figure 35 : Support pour ADVP fabriqué pour l'expérimentation

4.2 Choix des débits

Les débits ont été déterminés avec un choix de pente pour le canal. La pente maximale ($0,00026 \text{ m/m}$) a été déterminée à l'aide de la hauteur d'eau à l'aval de l'épi. Afin d'assurer une bonne plage de données derrière l'épi, l'hauteur minimale de l'eau a été fixée à 11 cm, soit une dépression de 1 cm par rapport à la hauteur de l'eau moyenne du canal (12 cm). Ensuite, il a été choisi d'étudier une pente minimale deux fois moins importante que la pente maximale, soit une pente de $0,00013 \text{ m/m}$. La troisième pente a simplement été choisie pour obtenir une valeur entre la pente minimale et la pente maximale. Bien sur, plusieurs lectures dans la littérature ont permis d'orienter ces choix (voir Khunle *et al.* 2004, Biron *et al.* 2005).

Tableau 6 : Comparaison des paramètres du canal de la présente étude avec trois études similaires

Auteur	Pente (m/m)	Hauteur d'eau (m)	Largeur de canal (m)	Rapport Largeur/Hauteur
Khunle <i>et al.</i> 2004	0,0005	0,305	1,2	0,25
Biron <i>et al.</i> 2005	0,0005	0,095	0,6	0,16
Khunle <i>et al.</i> 2002	variable	0,077 - 0,307	1,2	0,06-0,25
Dupuis <i>et al.</i> 2012	0,00013- 0,00026	0,12	0,5	0,24

5 RÉSULTATS SUPPLÉMENTAIRES

Un deuxième modèle par éléments finis bidimensionnel a été utilisé pour valider les résultats. Il n'a cependant pas été question de ces résultats dans l'article soumis. Ce chapitre porte entièrement sur le logiciel utilisé pour créer le modèle et des résultats obtenus.

5.1 Description du logiciel

Le logiciel utilisé est River2D de l'Université d'Alberta. Ce logiciel est un logiciel d'éléments finis bidimensionnel par moyenne de profondeurs. Il est gratuit et disponible en ligne [www.River2d.ca]. Les éléments finis utilisés dans River2D sont de forme triangulaire. Les conditions frontières sont un débit à l'entrée et un niveau d'eau à la sortie du bief à modéliser.

River2D se base sur les équations de St-Venant appliquées aux domaines bidimensionnels. Les équations de St-Venant sont basées sur l'équation de conservation de masse et de quantité de mouvement.

5.2 Modélisation

La géométrie du modèle a dû être créée de façon à ne pas superposer aucun point en z , c'est-à-dire qu'un mur parfaitement vertical ne peut pas être modélisé. Ceci est fréquent avec les logiciels bidimensionnels. Bien que ces logiciels puissent modéliser des cas, ils ne sont pas en mesure de faire les calculs lorsque deux points sont exactement aux mêmes coordonnées x et y . Les murs du canal d'écoulement ont donc été dessinés avec un écart de 0,05 m entre les coordonnées du haut et du bas.

Le maillage final utilisé comporte des éléments de $1,5 \text{ cm}^2$ par élément et comprend un maillage plus fin près de l'épi, soit une superficie de $0,75 \text{ cm}^2$ par élément. La figure suivante

présente le maillage près de l'épi.

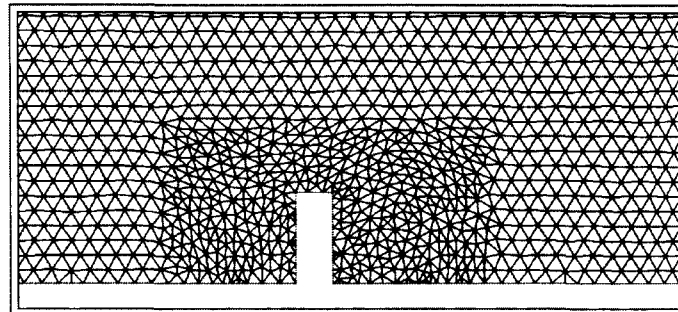


Figure 36 : Maillage près de l'épi 90° (River2D)

Les données d'entrée pour River2D sont les suivantes : le coefficient de rugosité k_s , les conditions frontières, le niveau initial de l'eau dans le canal et les trois composantes de viscosité ($\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$). Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 7 : Intrants pour River2D

	Q	S	Z_U	Z_D	$k_{S(murs)}$	$k_{S(fond)}$
	m^3/s	%	m	m	$\times 10^3$	$\times 10^3$
Run 1	0,023	0,013	0,12	0,11	0,8	3,6
Run 2	0,027	0,020	0,12	0,11	0,8	3,6
Run 3	0,029	0,026	0,12	0,11	0,8	3,6

Q =Débit, S =Pente, Z_U =Profondeur d'eau amont, Z_D =Profondeur d'eau aval, k_s =coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité k_s est calculé avec le coefficient de Manning (n) et le rayon hydraulique. La valeur du n de Manning utilisée est de 0,011 pour les murs et de 0,014 pour le fond. La relation entre k_s et n est présentée à l'équation suivante [Steffler et Blackburn, 2002].

$$n = \frac{R^{1/6}}{2.5\sqrt{g} \ln\left(\frac{12R}{K_s}\right)} \quad [\text{Éq. 24}]$$

La viscosité turbulente est présentée à l'équation suivante [Steffler and Blackburn, 2002].

$$v_t = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \frac{H\sqrt{U^2 + V^2}}{C_s} + \varepsilon_3^2 H^2 \sqrt{2 \frac{\partial U}{\partial x} + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + 2 \frac{\partial V}{\partial y}} \quad [\text{Éq. 25}]$$

La première composante (ε_1) est utilisée pour stabiliser le modèle s'il est instable à cause d'un site peu profond. La valeur par défaut est de 0 et c'est ce qui a été utilisé pour la présente étude. La deuxième composante (ε_2) est reliée à la contrainte de cisaillement au lit. La valeur par défaut est de 0,5, mais il est possible de faire varier cette valeur entre 0,2 et 1. La valeur de 0,5 a aussi été utilisée. Après quelques essais de sensibilité, il semblait que cette valeur n'était pas influente pour la géométrie étudiée. La troisième composante de l'équation (ε_3) s'applique pour les lacs à des endroits où on retrouve une profondeur importante, ce qui ne s'applique pas pour le cas étudié. La valeur par défaut de 0 a aussi été conservée [Steffler and Blackburn, 2002].

5.3 Résultats de River2D

La distribution spatiale de \bar{u} est présentée pour les trois débits et les trois orientations d'épis à la figure 37.

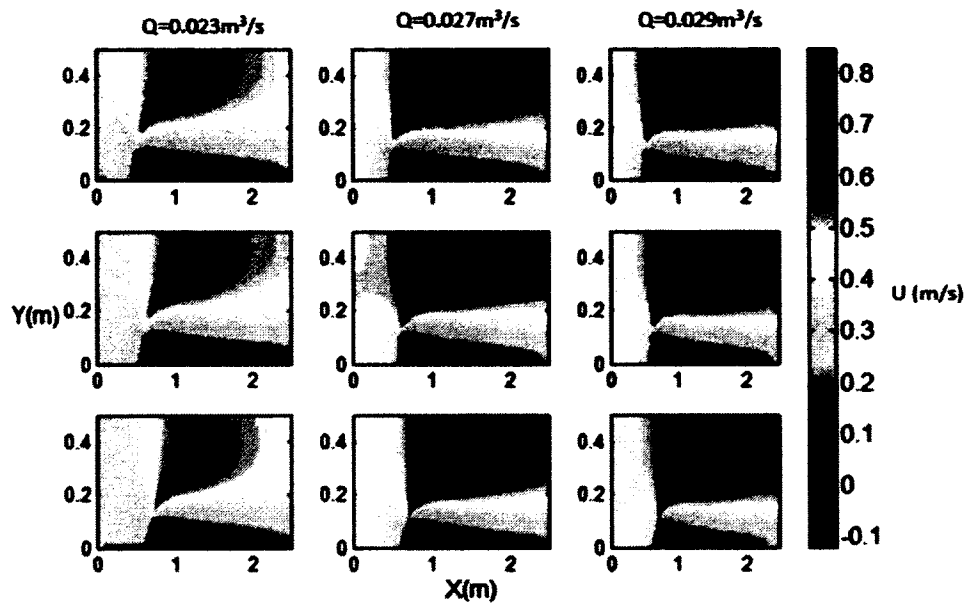


Figure 37 : Résultats de River2D pour vitesse u (m/s)

On remarque que la hausse de vitesse est bien définie entre les débits. Pour Q_1 , on obtient des vitesses maximales d'environ 0,6 m/s, pour Q_2 , les vitesses maximales sont de l'ordre de 0,7 m/s et pour Q_3 , on obtient des vitesses de 0,75 m/s et plus. Pour l'ensemble des simulations, la position pour laquelle \bar{u} est maximale semble être à $y = 0,35$ m.

Les zones de recirculation (zones pour laquelle $\bar{u} < 0$) sont observées derrière les épis et sont assez similaires pour les trois épis. Par contre, on remarque que la zone de recirculation est plus importante pour Q_1 . Ceci concorde avec les résultats obtenus en laboratoire puisqu'on obtenait aussi une région de recirculation plus élevée pour un petit débit (Q_1) que pour un grand débit (Q_3). La distribution spatiale de \bar{u} est similaire en général aux résultats obtenus en laboratoire, mais en la comparant avec les résultats obtenus avec MIKE21, on remarque que River2D représente moins bien les résultats. Les zones élevées de \bar{u} sont plus étroites dans River2D que les zones obtenues par MIKE21 et en laboratoire. De plus, les zones de recirculation sont plutôt triangulaires et ne semblent pas assez importantes

comparativement aux zones de recirculation de forme rectangulaires par MIKE21.

Les résultats de \bar{v} ainsi que les vecteurs de vitesse u^2+v^2 sont présentés à la figure 38.

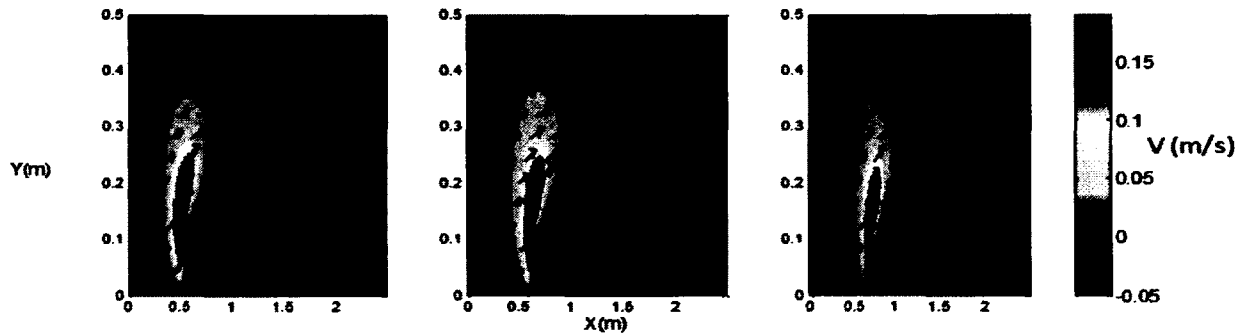


Figure 38 : Résultats \bar{v} de River2D pour Q1

La vitesse \bar{v} est similaire pour les trois orientations d'épis. La vitesse \bar{v} est très élevée à la pointe amont de l'épi et décroît rapidement à 0. Ceci est très similaire aux résultats obtenus avec MIKE21 et les résultats expérimentaux. Cependant, les vitesses obtenues sont moins élevées que les vitesses obtenues pour MIKE21. Ceci peut possiblement être expliqué par la différence de maillage entre les deux logiciels. De plus, la rugosité étant définie de façon différente, ceci est aussi une cause probable de la variation entre les résultats. Il n'a pas été possible de créer un maillage uniforme aussi fin avec River2D comme il a été fait avec MIKE21 pour des raisons de puissance d'ordinateur. En effet, le maillage moyen pour River2D est de 1.5 cm² par maille alors qu'il est de 1 cm² pour MIKE21. Près de l'épi par contre, River2D a un maillage de 0,75 cm², mais ceci ne semble pas avoir compensé pour le manque de finesse du maillage général car on obtient une différence entre les résultats des deux logiciels. La sensibilité de plusieurs paramètres a été vérifiée lors de la comparaison des deux modèles. Si les limites du logiciel River2D le permettaient, il pourrait être intéressant de poursuivre les itérations du modèle avec un ordinateur plus puissant afin de vérifier si on arrive à reproduire les mêmes résultats que MIKE21. Malgré tout, la distribution spatiale demeure généralement la même.

En général, on peut dire que River2D montre bien les tendances réelles au niveau des

vitesses autour des épis. Cependant, le logiciel sous-estime légèrement les vitesses obtenues expérimentalement. Il faudrait donc se questionner quand à la calibration du modèle et plus d'itérations permettraient possiblement d'obtenir des résultats plus similaires.

6 CONCLUSION

Le projet de recherche visait principalement à caractériser l'écoulement autour des épis par rapport à leur orientation. De plus, comme il existe des contradictions entre les résultats publiés dans la littérature, cette recherche avait aussi pour but de clarifier ce type d'ambiguïté. De plus, le projet de recherche consistait aussi à valider l'utilisation des logiciels pour modéliser les épis avant d'intervenir en rivière. Pour ce faire, deux objectifs ont été fixés, soit de comparer les vitesses autour de trois différentes orientations pour trois débits différents et de par la suite comparer dans un deuxième temps les résultats avec deux modélisations par éléments finis.

Ces deux objectifs ont été atteints. Effectivement, trois différentes orientations d'épi ont été étudiées : 135°, 90° et 45° et deux modèles numériques ont été simulés avec River2D et MIKE21. Pour ces trois orientations, trois débits ont aussi été appliqués : 0,023 m³/s, 0,027 m³/s et 0,029 m³/s. Pour chaque scénario, environ 3,9 millions de mesures instantanées de vitesses ont été prises à l'aide d'un ADV. Les données de vitesses (u , v et w) ont été analysées sur le plan XZ et sur le plan XY sur plusieurs profondeurs différentes. Les variantes des vitesses ont permis de calculer l'énergie cinétique turbulente (k), les contraintes de Reynolds ($-\rho\overline{u'v'}$, $-\rho\overline{u'w'}$, $-\rho\overline{v'w'}$) ainsi que de tracer le spectre pour la vitesse u .

Les résultats expérimentaux montrent que l'épi à 90° est plus apte à créer une fosse d'affouillement plus importante car la distribution spatiale de \bar{u} est plus importante en terme de moyenne et de vitesse maximale. De plus, les hautes valeurs de k s'étendent sur une plus grande distance à l'aval de l'épi 90° que pour les deux autres épis. Finalement, les contraintes de Reynolds ($-\rho\overline{u'v'}$, $-\rho\overline{u'w'}$, $-\rho\overline{v'w'}$) sont plus élevées derrière l'épi à 90°. Ces résultats

sont en accord avec les résultats de Biron *et al.* (2004) qui suggèrent que les déflecteurs de courants en paires provoquent des fosses d'affouillement plus importantes. Ceci contredit les résultats de Kuhnle *et al.* (2002) et laisse place à de futures pistes de recherche telles que l'effet de la géométrie des épis sur l'écoulement et le transport de sédiments puisque les épis de Kuhnle *et al.* (2002) étaient trapézoïdaux et non verticaux comme ceux de la présente expérience et ceux des expérimentations de Biron *et al.* (2004). De plus, on remarque que la zone de recirculation est plus longue pour un épi à 90°. En plus de créer une fosse d'affouillement plus importante, il semblerait que l'épi à 90° puisse fournir à la berge adjacente de meilleures conditions pour la restauration.

Les résultats du modèle d'éléments finis MIKE21 vont dans le même sens que les résultats expérimentaux. Les vitesses longitudinales (u) sont plus importantes pour l'épi à 90° et les distributions spatiales sont très similaires à celles obtenues avec l'expérimentation. Puisque MIKE21 est en mesure de représenter fidèlement les résultats en laboratoire, il est clair que l'utilisation de modèles tels que MIKE21 est appropriée pour la modélisation de projets futurs en rivière. Les résultats obtenus à l'aide du modèle par éléments finis River2D respectent généralement les résultats expérimentaux, mais tendent à sous-estimer légèrement les vitesses.

Les résultats élevés des vitesses près du mur opposé à l'épi soulèvent un questionnement. Un épi occupant 20% de la largeur du canal ou du cours d'eau est peut-être risqué pour la berge opposée. On remarque que les vitesses sont très perturbées à cet endroit et il y aurait risque qu'un effet non souhaité se produise en instaurant un épi d'une telle largeur. Il serait donc pertinent d'effectuer de prochaines expérimentations sur les différentes largeurs d'épi afin d'évaluer le risque d'érosion à la berge opposée en fonction du ratio de contraction.

Également, comme les installations universitaires du laboratoire hydraulique de l'Université

de Sherbrooke permettent maintenant l'utilisation de sédiments, il serait intéressant de poursuivre les recherches avec l'ajout de sédiments dans le canal afin de voir l'effet direct sur le transport de sédiments. Une autre étude pourrait aussi être réalisée sur la comparaison des résultats expérimentaux en laboratoire et au terrain. Ainsi, il serait possible de tirer des conclusions claires et précises quand à la pertinence d'utiliser les logiciels à modélisation 2D. Finalement, il serait primordial d'effectuer des expériences similaires à celles de la présente recherche avec des épis de différentes géométries (trapézoïdal, rectangulaire, poreux, composés de pierres etc.) car la géométrie a définitivement un impact considérable sur l'écoulement d'un cours d'eau.

RÉFÉRENCES

- Abad, J. D., Rhoads, B. L., Güneralp, I. et García, M. H. (2008). Flow structure at different stages in a meander-bend with bendway weirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 134, numéro 8, p. 1052-1063.
- Azinfar, H. et Kells, J. A. (2007). Backwater effect due to a single spur dike. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 34, numéro 1, p. 107-115.
- Bates, P. D., Anderson, M. G. et Hervouet, J. -. (1995). Initial comparison of two two-dimensional finite element codes for river flood simulation. *Proceedings - ICE: Water, Maritime & Energy*, volume 112, numéro 3, p. 238-248.
- Beneš, B., Těšínský, V., Hornyš, J. et Bhatia, S. K. (2006). Hydraulic erosion. *Computer Animation and Virtual Worlds*, volume 17, numéro 2, p. 99-108.
- Bhuiyan, F., Hey, R. D. et Wormleaton, P. R. (2009). Effects of vanes and W-Weir on sediment transport in meandering channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 135, numéro 5, p. 339-349.
- Biron, P. M., Robson, C., Lapointe, M. F. et Gaskin, S. J. (2004). Deflector Designs for Fish Habitat Restoration. *Environmental management*, volume 33, numéro 1, p. 25-35.
- Biron, P. M., Robson, C., Lapointe, M. F. et Gaskin, S. J. (2005). Three-dimensional flow dynamics around deflectors. *River Research and Applications*, volume 21, numéro 9, p. 961-975.
- Brown, R. A. et Pasternack, G. B. (2009). Comparison of methods for analysing salmon habitat rehabilitation designs for regulated rivers. *River Research and Applications*, volume 25, numéro 6, p. 745-772.
- Carré, D. M., Gaskin, S. J. et Biron, P. (2006). A three-dimensional model of flow dynamics around paired deflectors for fish habitat enhancement. *River Flow*, p. 1889-1895.
- Champoux, O., Biron, P. M. et Roy, A. G. (2003). The long-term effectiveness of fish habitat restoration practices: Lawrence Creek, Wisconsin. *Annals of the Association of American Geographers*, volume 93, numéro 1, p. 42-54.
- Conaway, J. S. (2005). Application of acoustic doppler current profilers for measuring three-dimensional flow fields and as a surrogate measurement of bedload transport. Dans *2005 World Water and Environmental Resources Congress* 391 p.

- Davidson, P. A. (2004). *Turbulence: An introduction for scientists and engineers*, Oxford University Press, New-York, 661 p.
- Degoutte, G., *Notes de cours hydraulique, dynamique et morphologie fluviale*, Université de Paris VI, ENGREF, [En ligne], <http://www.agroparistech.fr/coursenligne/hydraulique/hydraulique.html>, (Page consultée le 14 avril 2010)
- De Serres, B., Roy, A. G., Biron, P. M. et Best, J. L. (1999). Three-dimensional structure of flow at a confluence of river channels with discordant beds. *Geomorphology*, volume 26, numéro 4, p. 313-335.
- Duan, J. G., He, L., Fu, X. et Wang, Q. (2009). Mean flow and turbulence around a laboratory spur dike, *Advances in Water Resources* 32 (2009) 1717–1725
- Duan, J. G. et Nanda, S. K. (2006). Two-dimensional depth-averaged model simulation of suspended sediment concentration distribution in a groyne field. *Journal of Hydrology*, volume 327, numéro 3-4, p. 426-437.
- Fazli, M., Ghodsian, M. et Neyshabouri, S. A. A. S. (2008). Scour and flow field around a spur dike in a 90° bend. *International Journal of Sediment Research*, volume 23, numéro 1, p. 56-68.
- Ferreira, R. M. L., Ferreira, L. M., Ricardo, A. M. et Franca, M. J. (2010). Impacts of sand transport on flow variables and dissolved oxygen in gravel-bed streams suitable for salmonid spawning. *River Research and Applications*, volume 26, numéro 4, p. 414-438.
- Ghodsian, M. et Vaghefi, M. (2009). Experimental study on scour and flow field in a scour hole around a T-shape spur dike in a 90° bend. *International Journal of Sediment Research*, volume 24, numéro 2, p. 145-158.
- Gippel, C. J. (1995). Environmental hydraulics of large woody debris in streams and rivers. *Journal of Environmental Engineering*, volume 121, numéro 5, p. 388-395.
- Gisonni, C. et Hager, W.H. (2006). Riprap design for spur protection. *River Flow*, p. 1673-1682.
- Gordon, N. D., McMahon, T. A. et Finlayson, B. L. (1992). Stream hydrology: an introduction for ecologists. *Stream hydrology: an introduction for ecologist*
- Goring, D. G. et Nikora, V. I. (2002). Despiking Acoustic Doppler Velocimeter. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 128, numéro 1, p. 117-126.
- Graf W.H. et Altinakar M.S. *Hydraulique fluviale Tome 1 Écoulement permanent uniforme et non uniforme*. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne

- Haltigin, T. W., Biron, P. M. et Lapointe, M. F. (2007a). Predicting equilibrium scour-hole geometry near angled stream deflectors using a three-dimensional numerical flow model. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 133, numéro 8, p. 983-988.
- Haltigin, T. W., Biron, P. M. et Lapointe, M. F. (2007b). Three-dimensional numerical simulation of flow around stream deflectors: The effect of obstruction angle and length. *Journal of Hydraulic Research*, volume 45, numéro 2, p. 227-238.
- Harper, D., Ebrahimnezhad, M. et Climent I Cot, F. (1998). Artificial riffles in river rehabilitation: Setting the goals and measuring the successes. *Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems*, volume 8, numéro 1, p. 5-16.
- Henderson, J. E. (1986). Environmental designs for streambank protection projects. *Water Resources Bulletin*, volume 22, p. 549-558.
- Hunter, C. J. (1991). *Better trout habitat*. Montana Land Reliance, Washington, D.C., 296 p.
- Jiang, M., Li, L., Han, L et Zhang, R. (2011). Study on scour around vertical large-size cylinder base due to combined action of wave and current. *Journal of Harbin Institute of Technology (New Series)*, volume 18, numéro 4, p. 45-50.
- Johnson, P. A., Hey, R. D., Tessier, M. et Rosgen, D. L. (2001). Use of vanes for control of scour at vertical wall abutments. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 127, numéro 9, p. 772-778.
- Julien, P. Y. (2002). *River mechanics*. Cambridge University Press, United Kingdom, 437 p.
- Kironoto, B. A. et Graf, W. H. (1995). Turbulence characteristics in rough non-uniform open-channel flow. *Proceedings - ICE: Water, Maritime & Energy*, volume 112, numéro 4, p. 336-348.
- Kironoto, B. A. et Graf, W. H. (1994). Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water, Maritime and Energy*, volume 106, numéro 4, p. 333-344.
- Koehn, J. D., Nicol, S. J. et Fairbrother, P. S. (2004). Spatial arrangement and physical characteristics of structural woody habitat in a lowland river in south-eastern Australia. *Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems*, volume 14, numéro 5, p. 457-464.
- Koken, M. et Constantinescu, G. (2008). An investigation of the flow and scour mechanisms around isolated spur dikes in a shallow open channel: 1. Conditions corresponding to the initiation of the erosion and deposition process. *Water Resources Research*, volume 44, numéro 8

- Kondolf, G. M., Angermeier, P. L., Cummins, K., Dunne, T., Healey, M., Kimmerer, W., Moyle, P. B., Murphy, D., Patten, D., Railsback, S., Reed, D. J., Spies, R. et Twiss, R. (2008). Projecting cumulative benefits of multiple river restoration projects: An example from the Sacramento-San Joaquin river system in California. *Environmental management*, volume 42, numéro 6, p. 933-945.
- Kuhnle, R. A., Alonso, C. V. et Douglas Shields Jr., F. (1999). Geometry of scour holes associated with 90° spur dikes. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 125, numéro 9, p. 972-978.
- Kuhnle, R. A., Alonso, C. V. et Shields Jr., F. D. (2002). Local scour associated with angled spur dikes. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 128, numéro 12, p. 1087-1093.
- Kuhnle, R. A., Jia, Y. et Alonso, C. V. (2008). Measured and simulated flow near a submerged spur dike. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 134, numéro 7, p. 916-924.
- Kuhnle, R. A., Alonso, C. V. et Shields Jr., F. D. (1998). Volume of scour holes for angled spur dikes. Dans *Proceedings of the 1998 International Water Resources Engineering Conference. Part 2 (of 2)*, volume 2. ASCE, Reston, VA, United States, p. 1613-1618.
- Lagasse, P. F. Stream stability at highway structures. *Hydraulic Engineering Circular No.20*, US Department of Transportation, Federal Highway Administration
- Lacey, R.W.J. and C.D. Rennie (2012) Laboratory investigation of turbulent flow structure around a bed mounted cube at multiple flow stages, *Journal of Hydraulic Engineering*, 138 (1) p. 71-84.
- Lane, S. N. (1998). Hydraulic modelling in hydrology and geomorphology: a review of high resolution approaches. *Hydrological Processes*, volume 12, numéro 8, p. 1131-1150.
- Lapointe, M. F. (1996). Frequency spectra and intermittency of the turbulent suspension process in a sand-bed river. *Sedimentology*, volume 43, numéro 3, p. 439-449.
- Lauth, T. J. et Papanicolaou, A. N. (2009). Application of radio frequency tracers to individual and group particle displacement within a laboratory. Dans *World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers*, volume 342p. 2264-2271.
- Maddock, I. (1999). The importance of physical habitat assessment for evaluating river health. *Freshwater Biology*, volume 41, numéro 2, p. 373-391.
- Maidment, M. P. et Upshall, D. G. (1992). Retention of inhaled perfluoroisobutene in the rat. *Journal of Applied Toxicology*, volume 12, numéro 6, p. 393-400.
- Melville, B.W. et Coleman, St.E. (2000). *Bridge Scour*. Water Ressources Publication, Nouvelle-Zélande, 550 p.

- Merz, J. E., Pasternack, G. B. et Wheaton, J. M. (2006). Sediment budget for salmonid spawning habitat rehabilitation in a regulated river. *Geomorphology*, volume 76, numéro 1-2, p. 207-228.
- Nagata, N., Hosoda, T., Nakato, T. et Muramoto, Y. (2005). Three-dimensional numerical model for flow and bed deformation around river hydraulic structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 131, numéro 12, p. 1074-1087.
- Nasrollahi, A., Ghodsian, M. et Salehi Neyshabouri, S. A. A. (2008). Local scour at permeable spur dikes. *Journal of Applied Sciences*, volume 8, numéro 19, p. 3398-406.
- Nezu, I. et Rodi, W. (1986). Open Channel flow measurements with a laser Doppler anemometer. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, volume 112(5), p. 335-355.
- Papanicolaou, A. N., Elhakeem, M., Krallis, G., Prakash, S. et Edinger, J. (2008). Sediment transport modeling review - Current and future developments. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 134, numéro 1, p. 1-14.
- Pasternack, G. B., Bounrisavong, M. K. et Parikh, K. K. (2008). Backwater control on riffle-pool hydraulics, fish habitat quality, and sediment transport regime in gravel-bed rivers. *Journal of Hydrology*, volume 357, numéro 1-2, p. 125-139.
- Piquet, J. (1999). *Turbulent Flows*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Germany, 761 p. p.
- Pope S. B. (2000). *Turbulent Flows*. Cambridge University Press, Cambridge, UK, 771 p. p.
- Radspinner, R. R., Diplas, P., Lightbody, A. F. et Sotiropoulos, F. (2010). River training and ecological enhancement potential using in-stream structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 136, numéro 12, p. 967-980.
- Rennie, C. D. et Millar, R. G. (2004). Measurement of the spatial distribution of fluvial bedload transport velocity in both sand and gravel. *Earth Surface Processes and Landforms*, volume 29, numéro 10, p. 1173-1193.
- Reynolds A.J. (1974). *Turbulent Flow in Engineering*. J.Wiley & Sons, London, GB,
- Rüther, N. et Olsen, N. R. B. (2007). Modelling free-forming meander evolution in a laboratory channel using three-dimensional computational fluid dynamics. *Geomorphology*, volume 89, numéro 3-4, p. 308-319.
- Schlichting H. et Gersten K. (2000). *Boundary-layer theory*, 8th rev. and enl. ed. édition. New-York, Springer, 799 p.

- Seraphin, A. et Guyenne, P. (2008). A flume experiment on the adjustment of the mean and turbulent statistics to a Transition from short to tall sparse canopies. *Boundary-Layer Meteorology*, volume 129, numéro 1, p. 47-64.
- Shen, Y. et Diplas, P. (2008). Application of two- and three-dimensional computational fluid dynamics models to complex ecological stream flows. *Journal of Hydrology*, volume 348, numéro 1-2, p. 195-214.
- Shields Jr., F. D., Knight, S. S., Morin, N. et Blank, J. (2003). Response of fishes and aquatic habitats to sand-bed stream restoration using large woody debris. *Hydrobiologia*, volume 494, p. 251-257.
- Shields Jr., F. D., Morin, N. et Cooper, C. M. (2004). Large woody debris structures for sand-bed channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 130, numéro 3, p. 208-217.
- Shih, S., Lee, H. et Chen, C. (2008). Model-based evaluations of spur dikes for fish habitat improvement: A case study of endemic species *Varicorhinus barbatulus* (Cyprinidae) and *Hemimyzon formosanum* (Homalopteridae) in Lanyang River, Taiwan. *Ecological Engineering*, volume 34, numéro 2, p. 127-136.
- Simon, K. et Steinemann, A. (2000). Soil bioengineering: challenges for planning and engineering. *Journal of Urban Planning and Development*, volume 126, numéro 2, p. 89-102.
- Sudduth, E. B. et Meyer, J. L. (2006). Effects of bioengineered streambank stabilization on bank habitat and macroinvertebrates in urban streams. *Environmental management*, volume 38, numéro 2, p. 218-226.
- Sukhodolov, A., Uijttewaai, W. S. J. et Engelhardt, C. (2002). On the correspondence between morphological and hydrodynamical patterns of groyne fields. *Earth Surface Processes and Landforms*, volume 27, numéro 3, p. 289-305.
- Tang, X., Ding, X., Chen, Z. et Wang, W. (2006). Experimental investigations and numerical simulations of reducing secondary flows around a spur dike. *International Journal of Sediment Research*, volume 21, numéro 2, p. 145-157.
- Thiemann, K., Yossef, M. F. M. et Barkdoll, B. (2005). A laboratory study of the effects of groyne height on sediment behavior in rivers. Dans *2005 World Water and Environmental Resources Congress*, p. 590.
- Thompson, D. M. (2002). Long-term effect of instream habitat-improvement structures on channel morphology along the Blackledge and Salmon rivers, Connecticut, USA. *Environmental management*, volume 29, numéro 2, p. 250-265.

- Uijttewaai, W. S. J., Lehmann, D. et van Mazijk, A. (2001). Exchange processes between a river and its groyne fields: Model experiments. *Journal of Hydraulic Engineering*, volume 127, numéro 11, p. 928-936.
- United States Department of Agriculture *Part 654 National Engineering Handbook : Stream Restoration Design*. Natural Resources Conservation Service, 1274 p.
- Washington State Aquatic Habitat Guidelines Program (2003). *Integrated Streambank Protection Guidelines* 625 p.
- White F. M. (2011). *Fluid Mechanics*. McGraw-Hill Higher Education, 7e, New-York, 866 p.
- Wilcox, D. C. (2000). *Turbulence Modeling for CFD Second Edition*. DCW Industries, Inc., 540 p.
- Wohl, E., Angermeier, P. L., Bledsoe, B., Kondolf, G. M., MacDonnell, L., Merritt, D. M., Palmer, M. A., Poff, N. L. et Tarboton, D. (2005). River restoration. *Water Resources Research*, volume 41, numéro 10,
- Woolsey, S., Capelli, F., Gonser, T., Hoehn, E., Hostmann, M., Junker, B., Paetzold, A., Roulier, C., Schweizer, S., Tiegs, S. D., Tockner, K., Weber, C. et Peter, A. (2007). A strategy to assess river restoration success. *Freshwater Biology*, volume 52, numéro 4, p. 752-769.